

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Строительный факультет

## **ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

*Материалы Международной научно-технической конференции*

*(Минск, 28 мая 2021 г.)*

Минск  
БНТУ  
2021

УДК 69(083.7)(06)  
ББК 624.07.04(083.7)(06)  
П78

**Редакционная коллегия:**

зав. кафедрой «Строительные конструкции»,  
канд. техн. наук, доцент *В. В. Бондарь*;  
профессор кафедры «Строительные конструкции»,  
канд. техн. наук *В. Ф. Зверев*

**Рецензенты:**

профессор кафедры «Геотехника и строительная механика»,  
д-р техн. наук *А. А. Борисевич*;  
профессор кафедры «Строительные материалы и технология  
строительства», д-р техн. наук *Э. И. Батяновский*

Издание содержит материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также результаты о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

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

ISBN 978-985-583-716-0

© Белорусский национальный  
технический университет, 2021

## СОДЕРЖАНИЕ

### **Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли**

*Богущ Л. И., Бондарь В. В.*

Повышение квалификации в строительстве: проблемы и решения ..... 7

*Бондарь В. В.*

О необходимости переработки учебного плана специальности «строительство тепловых и атомных электростанций» в части дисциплины «Железобетонные конструкции» ..... 14

*Зверев В. Ф., Шилов А. Е.*

К преподаванию раздела «железобетонные конструкции» дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» в связи с введением на территории Республики Реларусь СП 5.3.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции»..... 18

*Рак Н. А.*

Актуальные проблемы курсового проектирования по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»..... 20

*Шуберт И. М., Садовский Ю. И., Телеш Е. А.*

Особенности приема абитуриентов с сокращенным сроком обучения на строительные специальности ..... 23

### **Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций**

*Баранчик А. В., Баранчик В. Г.*

Исследование работы на сдвиг соединения на высокопрочных болтах согласно СТБ EN ..... 29

*Богущ Л. И., Бондарь В. В.*

Проблемы технических нормативно-правовых актов в строительстве..... 35

*Василевич Ю. В., Можаровский В. В., Неумержицкая Е. Ю., Власов Ф., Дударчик Д.*

Виброизоляция зданий, подвергающихся интенсивным вибрационным воздействиям ..... 43

<i>Давыдов Е. Ю.</i> К расчету стальных конструкций на усталостную прочность .....	48
<i>Жабинский А. Н.</i> Совершенствование нормативных документов в области стальных конструкций .....	57
<i>Семенюк С. Д., Кумашов Р. В., Козунова О. В.</i> Расчет железобетонных плит покрытия автомобильных дорог с учетом их физической нелинейности на упругом основании .....	61
<i>Хотько А. А.</i> Анализ методики расчета анкеровки ненапрягаемой арматуры по СП 5.03.01-2020 .....	76
<b>Раздел III. Информационные технологии</b>	
<i>Стрелюхин А. В.</i> Компьютерное моделирование магнитного состояния протяженного ферромагнитного объекта со структурной неоднородностью .....	81
<b>Раздел IV. Экономика и организация строительства</b>	
<i>Аксенчик О. В., Водоносова Т. Н.</i> Основные направления развития экономического анализа в строительстве .....	84
<i>Водоносова Т. Н., Поддубная А. Г.</i> Улучшение подхода к анализу финансового состояния предприятий строительной отрасли .....	93
<i>Пилипенко В. М., Туров В. Н.</i> К вопросу типологии и потребительских качеств жилья индустриального домостроения .....	104
<i>Ван Сяньпэн, Леонович С. Н.</i> Применение технологии BIM в управлении затратами на строительство .....	111
<i>Шевко В. В.</i> Проектирование переработки вторичных полимерных отходов	121

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

<i>Бондарович А. И., Рябчиков П. В., Калиновская Н. Н.</i> Особенности разработки составов бетонных смесей для бетонирования массивной фундаментной плиты .....	125
<i>Воловик Т. В., Кац Л. И.</i> Анализ техногенных отходов для получения связующего компонента окрасочного покрытия .....	139
<i>Галузо О. Г., Костюкевич А. П., Вершеня Е. Г.</i> Современные гидроизоляционные материалы, применяемые в Республике Беларусь .....	146
<i>Губская А. Г., Вашкевич Т. А., Ушакова Н. И.</i> Использование строительных материалов для радонозащиты на стадии проектирования, строительства и эксплуатации зданий .	151
<i>Ван Минюань, Ковшар С. Н.</i> Применение фибры из койры кокоса для дисперсного армирования тяжелого бетона.....	161
<i>Повидайко В. Г.</i> Фосфогипсовое вяжущее $\beta$ -модификации .....	167
<i>Ржевуцкая В. А., Москалькова Ю. Г.</i> Усадка при высыхании, аутогенная и карбонизационная усадка легкого бетона: обзор .....	169
<i>Самуйлов Ю. Д.</i> Конструкционно-теплоизоляционные и теплоизоляционные стеновые материалы из неавтоклавного ячеистого бетона на гранитоидном микрозаполнителе .....	177
<i>Чичулаев Г. С., Якимович В. Д.</i> Влияние толщины защитного слоя бетона на ферромагнитные свойства арматуры .....	188
<i>Широкий Г. Т., Сидорова А. И.</i> К вопросу о пластмассах и полимерных композитах .....	192
<i>Якимович Г. Д.</i> Применение алгоритмов машинного обучения для прогнозирования прочности бетона .....	198

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

*Дудорга В. А.*

Статический расчет плиты ПАГ-18 на слоистом основании.....206

*Игнатов С. В., Квецень С., Ковалска М.*

Сравнительные исследования водоотдачи  
и гранулометрического состава грунтов по европейским  
и национальным подходам .....210

*Козунова О. В., Сирош К. А.*

Анализ влияния глубины сжимаемого слоя упругого основания  
на параметры НДС бесконечной системы перекрестных лент.....219

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

*Бурило Н. А., Логачев Е. С., Калпакова Ю. А.*

Принципы создания открытых пространств с учетом  
потребностей маломобильных групп населения .....226

*Губская А. Г., Гапотченко А. П., Воловик Т. В.*

Анализ дефектов фасадных отделочных покрытий,  
возникающих в процессе эксплуатации зданий .....233

*Гузаревиц Я. В., Зверев В. Ф., Шанюкевич И. В.*

Реконструкция общежития под многоквартирный жилой  
дом по ул. железнодорожная в г. Минске.....245

*Леонович С. Н., Снежков Д. Ю., Будревич Н. А.*

Исследование качества буронабивных свай Impact-Echo  
методом (неразрушающий контроль) .....258

*Абу-Аль-Исс Али Аднан Фахер, Леонович С. Н.*

About quantity surveyor in construction projects.....269

*Неверович И. И., Ловыгин А. Н.*

К вопросу оценки технического состояния каменных  
конструкций при их обследовании.....277

*Ван Сяньпэн, Ван Минюань*

Использование усовершенствованного метода модальной  
кривизны для определения структурных повреждений  
строительных конструкций .....282

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ – 28.05.2021)

**РАЗДЕЛ I. ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

УДК 378

**ПОВЫШЕНИЕ КВАЛИФИКАЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ:  
ПРОБЛЕМЫ И РЕШЕНИЯ**

*БОГУШ Л. И., БОНДАРЬ В. В.*

Филиал БНТУ «Межотраслевой институт повышения  
квалификации и переподготовки кадров  
по менеджменту и развитию персонала»

Повышение квалификации кадров является важнейшим фактором роста эффективности производства, в том числе и в строительной сфере. Чтобы оставаться востребованным специалистом, нужно постоянно дополнять свое образование, изучать нюансы профессии и приобретать новые теоретические и практические знания.

Согласно национальной стратегии устойчивого социально экономического развития Республики Беларусь на период до 2030 года, утвержденной протоколом заседания Президиума Совета Министров Республики Беларусь от 2 мая 2017 г. № 10, одними из главных факторов устойчивого развития национальной экономики должны стать в том числе «...текущее и перспективное планирование повышения квалификации...», «...накопление знаний, умений, компетенций...».

В настоящее время в соответствии с Указом Президента Республики Беларусь от 5 июня 2019 г. № 217 «О строительных нормах и правилах» ведется работа по реформированию ТНПА. В связи

с этим на протяжении вот уже более года, разрабатываются и вводятся в действие новые обязательные строительные нормы (СН) и добровольные строительные правила (СП). В то же время, большая часть технических нормативных правовых актов (далее по тексту – ТНПА) в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, утвержденных решениями органов государственного управления, подлежат признанию утратившими силу с момента введения в действие вышеуказанных строительных норм и правил, разработанных Министерством строительства и архитектуры Республики Беларусь (далее по тексту – Минстройархитектуры). Уже разработаны и утверждены 62 СН и 12 СП. Эти новые ТНПА подлежат изучению до их применения специалистами, работающими в строительной отрасли.

Повышение квалификации относится к дополнительному образованию и обеспечивает углубление профессиональных знаний и навыков работников на соответствующих уровнях полученного ранее основного образования. Направлено на получение актуальных и востребованных компетенций, выработанных на результатах и ошибках системы с момента ее становления и в процессе ее действия на протяжении некоторого времени до внесения в нее изменений, то есть преобразований. Прохождение курсов и факт повышения квалификации подтверждается свидетельством о повышении квалификации установленного образца.

Вместе с тем, при выборе формы дополнительного профессионального образования следует учитывать, что:

- программа повышения квалификации направлена на совершенствование и (или) получение новой компетенции, необходимой для профессиональной деятельности, и (или) повышение профессионального уровня в рамках имеющейся квалификации;

- программа профессиональной переподготовки направлена на получение компетенции, необходимой для выполнения нового вида профессиональной деятельности, приобретение новой квалификации.

В общем, учебные программы повышения квалификации специалистов не носят типовой характер, разрабатываются учреждениями образования в зависимости от индивидуальных и обоснованных потребностей заказчика и при необходимости с ним согласовываются. Данные образовательные услуги могут реализовываться в очной, заочной, смешанной формах, дистанционно с использованием са-

мых современных информационно-коммуникационных технологий, в группах и индивидуально. При этом практико-ориентированный подход реализуется путем привлечения действующих специалистов и экспертов отрасли к участию в образовательном процессе, разработке актуальных, современных и востребованных бизнес-кейсов, профессиональных задач и иных современных практико-ориентированных элементов педагогических технологий.

Процедура повышения квалификации устанавливается исходя из сферы профессиональной деятельности, в которую входит определение количества часов для продолжения действия квалификационной категории в зависимости от наличия высшего образования или его отсутствия. Остальные часы повышения квалификации могут быть набраны за счет курсов повышения квалификации по смежным специальностям, а также за счет участия в съездах, семинарах, научно-практических конференциях, симпозиумах.

Чтобы определиться, относятся ли курсы к соответствующим специальностям или должностям, надо внимательно изучить темы (дисциплины), по которым будут читаться лекции, и количество часов лекций по ним. Основное количество часов повышения квалификации должно приходиться на основную специальность.

Возможно, совершенствованию образовательных программ будет способствовать начатая в стране работа по разработке профессиональных стандартов. Они дополняют квалификационные справочники по профессиям и должностям. Образовательные стандарты – это сфера системы образования, а профессиональные – сфера работодателя. Здесь многое будет зависеть от того, насколько серьезно к разработке профстандартов отнесутся работодатели. Они смогут формировать компетенции будущих специалистов, а учреждения образования будут вынуждены перестраиваться настолько, чтобы этим компетенциям соответствовать. И тогда будет четкая привязка к тому, что хочет работодатель.

Следует обратить внимание на тот факт, что в соответствии с действующим законодательством, наниматель обязан обеспечить повышение квалификации работников (п. 11 части первой ст. 55 трудового кодекса Республики Беларусь). Вопросы повышения квалификации работников регулирует ст. 220-1 трудового кодекса Республики Беларусь (далее по тексту – ТК РБ). Именно наниматель обеспечивает повышение квалификации работников в случаях и

порядке, предусмотренных законодательством, коллективным договором, соглашением, трудовым договором.

В ст. 220-1 ТК РБ установлено, что необходимость профессиональной подготовки либо переподготовки работников для собственных нужд определяет наниматель, а повышение квалификации отсутствует. Отсюда следует, что необходимость повышения квалификации определяет государство с целью устойчивого развития национальной экономики, роста эффективности производства.

Кроме того, обязанность обеспечения нанимателем повышения квалификации работника должна быть предусмотрена в контракте. Наниматель обязан обеспечивать повышение квалификации работника в соответствии с законодательством (п. 4.12 Примерной формы контракта нанимателя с работником, утвержденной Постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 20.12.2019 № 882, а также п. 10.12 примерной формы трудового договора согласно приложению к постановлению Министерства труда и социальной защиты Республики Беларусь от 21.11.2019 № 60).

Также следует различать права, обязанности, ответственность в контексте повышения квалификации. Обязанность нанимателя по направлению работника на повышение квалификации законодательством закреплена, обязанность работника проходить повышение квалификации – нет.

В нормативных правовых актах (далее по тексту – НПА) установлены обязанности обеспечения нанимателем повышения квалификации работника. А бывают ли нарушения этих обязанностей? Какую ответственность несут наниматели за эти нарушения?

За неисполнение или ненадлежащее исполнение своих обязанностей наниматели (уполномоченное должностное лицо нанимателя) несут ответственность, предусмотренную действующим Кодексом и иными законодательными актами (ст. 55 ТК РБ). Однако, конкретный состав нарушения и мера ответственности нанимателя и работника в сфере повышения квалификации не установлена в НПА.

По «популярности» данный вид нарушений занимает одно из последних мест. Причиной тому – крайняя неактивность самих работников. Как известно, ТК РБ в совокупности с иными законами предусматривает обязательное периодическое повышение квалификации лишь в отношении отдельных категорий работников (медики, педагоги, прокуроры, работники следственного комитета и пр.).

В отношении же остальных сотрудников повышение квалификации не является обязательным. И прохождение данной процедуры целиком отдано на усмотрение работодателя. Нарушение осложняется тем, что повышение квалификации производится за счет работодателя. А это означает, что зачастую первопричиной нарушения является отсутствие у работодателя финансовых средств для исполнения возложенной на него обязанности по повышению квалификации своих работников. Все подобные случаи выявляются как в ходе проверок, так и уже в стадии спорной ситуации с работником. Более того, почти в половине из них нарушение вскрывается не специалистами Минтруда, а прокуратурой или судом. Это касается оспаривания прокурором увольнения работников за несоответствие занимаемой должности или же споров о понуждении работодателя обеспечить повышение квалификации работников. Результаты проверок соблюдения законодательства о труде показывают, что допущенные нарушения трудовых прав работников являются следствием низкой правовой культуры руководителей организаций, должностных лиц кадровых и юридических служб, ненадлежащего исполнения ими своих должностных обязанностей, необеспечения повышения квалификации работников. Одной из основных причин нарушений законодательства о труде является недостаточный уровень квалификации работников кадровых служб, в т. ч. прием на эти должности лиц, не имеющих юридического образования.

Постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 30.12.2019 № 938 внесены изменения в «Положение о непрерывном профессиональном образовании руководящих работников и специалистов», утвержденное постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 15.07.2011 № 954. Новые сроки повышения квалификации установлены для архитекторов – не реже одного раза в 2 года, специалистов по таможенному декларированию – не реже одного раза в 3 года и т. д. В разных НПА имеются сроки повышения квалификации для аудиторов, специалистов по охране труда, педагогов, врачей и иных работников.

Следует отметить, что для подтверждения квалификации аудиторы представляют в Министерство финансов заявление с просьбой о подтверждении квалификации с приложением копии документа о повышении квалификации по аудиторской деятельности (п. 10 Положения о порядке проведения аттестации физических лиц,

претендующих на право получения квалификационного аттестата аудитора и подтверждения квалификации аудиторами, утвержденного Постановлением Совета Министров Республики Беларусь 18.12.2013 № 1098, в ред. Постановления Совмина от 28.12.2019 № 936). Копию документа о повышении квалификации в области оценки транспортных средств или имущества для целей обязательного страхования гражданской ответственности владельцев транспортных средств в течение трех лет должны предоставлять оценщики в соответствии с п.29 Положения об аттестации оценщиков для целей обязательного страхования гражданской ответственности владельцев транспортных средств (утверждено приказом Белорусского бюро по транспортному страхованию 26.02.2019 № 5-од).

В то же время такое требование, к наличию копии документов повышения квалификации для подтверждения квалификации, не применяется для изыскателей, проектировщиков, строителей, обследователей, которые своей деятельностью обеспечивают надежность зданий и сооружений, а соответственно и безопасное проживание и (или) нахождение большого количества людей в зданиях и сооружениях. Кроме того, ряд строительных специальностей относятся к профессиям с повышенной опасностью для жизни и здоровья, а обязательного требования о наличии повышения квалификации при получении допуска к строительной деятельности при получении квалификационного аттестата не имеется. Это представляется не совсем верным, поскольку ответственность проектировщика, обследователя не сопоставима с последствиями ошибок и ответственностью аудитора, оценщика и т. д.

Бесспорно, что находясь в зданиях и сооружениях люди не должны беспокоиться о безопасности, долговечности и эксплуатационной пригодности строения, в котором они располагаются

Знания, применяемые в системах той или иной сфере профессиональной деятельности в наше время очень быстро устаревают, из-за постоянных обновлений и преобразований. Под грузом ответственности и в условиях дефицита времени, строителям некогда, а порой и незачем думать о новшествах и актуализациях, поэтому в процессе начинает преобладать простота суждений и шаблонность действий.

А между тем строительная отрасль сегодня – это высокотехнологичное и информационно насыщенное производство. Внедряются BIM-технологии, ведется работа по реформированию ТНПА, разра-

батываются и вводятся в действие новые обязательные строительные нормы (СН) и добровольные строительные правила (СП) и др.

Вот почему таким важным становится непрерывное образование – повышение квалификации и для нанимателя, и для работника.

С учетом выше изложенного, следует заключить, что усиление и укрепление института повышения квалификации, как фактора устойчивого развития и роста эффективности строительной отрасли, условно можно обеспечить за счет введения мер ответственности, то есть через наказание или стимулирование, а именно:

1) установление в НПА обязанности работника проходить повышение квалификации;

2) установление в НПА ответственности соразмерной нарушению и применяемой в отношении нанимателя и работника в сфере повышения квалификации;

3) установление в Налоговом Кодексе Республики Беларусь льготы нанимателю при оплате повышения квалификации своим работникам;

4) внесение в п. 9.5 главы 9 Указа Президента Республики Беларусь от 26.04.2010 № 200 «Об административных процедурах, осуществляемых государственными органами и иными организациями по заявлениям граждан» изменений, касающихся перечня документов и (или) сведений, представляемых гражданином для осуществления административной процедуры «Проведение аттестации и выдача квалификационного аттестата». В частности, вышеуказанный перечень документов следовало бы дополнить свидетельством (копией) о повышении квалификации претендента по заявляемой специализации аттестации (по аналогии с требованиями к аудиторам, оценщикам, адвокатам, антикризисным управляющим, врачам и т. п.).

Необходимость применения вышеуказанных мер крайне актуальна, а порядок и условия их внедрения будет определяться на законодательном уровне, исходя из правового и экономического обоснования.

**О НЕОБХОДИМОСТИ ПЕРЕРАБОТКИ УЧЕБНОГО ПЛАНА  
СПЕЦИАЛЬНОСТИ «СТРОИТЕЛЬСТВО ТЕПЛОВЫХ И  
АТОМНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ» В ЧАСТИ ДИСЦИПЛИНЫ  
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

*БОНДАРЬ В. В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Обеспечение надежности, долговечности зданий и сооружений, их проектного срока эксплуатации с заданной вероятностью отсутствия признаков снижения эксплуатационной пригодности и разрушения зависит от тщательной проработки проектных, технологических и организационных решений при возведении и проектировании объектов промышленного и гражданского строительства. Данный вопрос неразрывно связан с качеством подготовки выпускников ВУЗов, в том числе и выпускников БНТУ, поскольку только в зависимости от их грамотных, технически и экономически обоснованных проектно-исполнительских решений и будет зависеть надежность, удобство эксплуатации, комфорт того или иного объекта строительства.

В БНТУ квалификацию «Инженер-строитель» получают после окончания одной из двух специальностей: 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» (далее по тексту – ПГС) и 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» (далее по тексту – СТиАС).

Следует обратить внимание на тот факт, что после решения РИВШ в 2017 году Учебный план первой ступени высшего образования по специальности ПГС был переработан таким образом, что новый срок обучения в настоящее время составляет 4 года. Тем не менее, для части строительных специальностей, в т. ч. и для специальности СТиАС, срок обучения остался неизменным – 5 лет.

Дисциплина «Железобетонные конструкции» преподается в БНТУ обеим специальностям профессорско-преподавательским составом кафедры «Строительные конструкции» (в прошлом состо-

явшей из двух кафедр – «Железобетонные и каменные конструкции» и «Металлические и деревянные конструкции»). Тем не менее, несмотря на то что дисциплина одна и та же, в соответствии с учебными программами количество лекционных, практических, лабораторных занятий для специальности СТиАС существенно отличается от количества аудиторных занятий для специальности ПГС. Отличия есть и в распределении нагрузки при организации самостоятельной работы студентов (см. табл. 1).

Таблица 1

Распределение учебных часов по дисциплине «Железобетонные конструкции» в соответствии с учебными программами для специальностей 1-70 02 01 ПГС и 1-70 07 01 СТиАС (дневная форма получения образования)

Вид занятия	Специальность	
	ПГС	СТиАС
Лекции, час	117	96
Практические занятия, час	46	16
Лабораторные занятия, час	16	16
Курсовой проект № 1	60 <sup>а)</sup>	16
Курсовой проект № 2	60 <sup>а)</sup>	–
Самостоятельная работа	319	158
Всего	498	302

**Примечание:** <sup>а)</sup> – относится к самостоятельной работе

При анализе данных из таблицы 1 в первую очередь обращают на себя внимание четыре значительных отличия:

– количество аудиторных часов, отведенных на практические занятия для специальности ПГС, почти в три раза превышает таковые для специальности СТиАС;

– количество часов, отведенных на выполнение курсового проекта №1 для специальности ПГС почти в четыре раза превышает то же количество часов для специальности СТиАС; тут следует оговориться, что для выполнения КП №1 студентами специальности ПГС отводится 60 часов самостоятельной работы, а не аудиторных занятий, как в учебной программе специальности СТиАС (см. табл. 1);

– выполнение курсового проекта № 2 студентами специальности СТиАС не предусмотрено учебной программой (учебным планом);

– количество часов, отведенных учебной программой специальности ПГС для самостоятельной работы, значительно превышает ту же величину, но для специальности СТиАС, даже с учетом того, что 120 часов самостоятельной работы для специальности ПГС отнесено на выполнение исключительно курсовых проектов.

Следует отметить, что формирование технического, аналитического мышления у студентов возможно преимущественно при непосредственном содействии, руководстве квалифицированного профессорско-преподавательского состава, имеющего богатый опыт практико-теоретической, научной деятельности. Реализация этого возможна в принципе только в процессе аудиторных, или в крайнем случае, дистанционных онлайн занятий.

В то же время, переработка учебных планов, учебных программ с сопутствующим уменьшением сроков обучения, уменьшением учебных часов, отводимых на аудиторные занятия, самостоятельную работу, может крайне отрицательно сказаться на конечной подготовке инженерно-технических специалистов и, в частности, инженеров-строителей. Об этом достаточно обоснованно было написано доцентом кафедры «Строительные конструкции» В. Ф. Фомичевым в статье [1].

С учетом вышеизложенного, необходимо констатировать тот факт, что даже после сокращения срока обучения для специальности ПГС, переработки соответствующих учебных программ по различным дисциплинам, в том числе и по дисциплине «Железобетонные конструкции», конечный уровень подготовки инженеров-строителей по специальности СТиАС в разрезе рассматриваемой дисциплины с большой вероятностью будет существенно ниже уровня подготовки студентов специальности ПГС. Особенно обращает на себя внимание отсутствие в учебной программе (и в плане) второго курсового проекта, в котором в отличие от КП № 2 для специальности ПГС, можно было бы рассмотреть и изучить расчет и конструирование различных специальных сооружений (железобетонных градирен, вытяжных башен, железобетонных оболочек АЭС и др.). А ведь именно в процессе выполнения курсовых проектов, при решении отдельных задач на практических занятиях выполняется закрепление теоретического материала лекций, а также возникает основное количество вопросов по методикам расчетов, конструированию узлов и сопряжений. И если указанных выше прак-

тикоориентированных наработок недостаточно, то уровень таких специалистов, их профессиональная компетентность снизится.

В заключение, на основе проведенного выше краткого сравнительного анализа учебных программ по дисциплине «Железобетонные конструкции» для специальностей ПГС и СТиАС, можно сделать следующие выводы:

– учебный план и учебную программу по дисциплине «Железобетонные конструкции» для специальности СТиАС необходимо перерабатывать в сторону увеличения количества аудиторных занятий и самостоятельной работы студентов. В частности, необходимо добавление еще одного семестра с теоретическим и практическим изучением конструкций специальных сооружений, разработкой второго курсового проекта по данной тематике, в том числе и выделением дополнительных часов на освоение базовых принципов статического расчета специальных сооружений с использованием программных комплексов;

– с учетом тенденций к сокращению сроков проектирования и строительства, необходимости повышения качества возводимых объектов за счет использования BIM-платформ и улучшения организационно-технологических решений, уменьшать сроки обучения на таких сложных и ответственных специальностях как ПГС и СТиАС нельзя. Пятилетний срок подготовки инженеров – строителей в современных условиях – это пороговый, но не вполне достаточный минимум, который необходим для соответствия мировому уровню образования в сфере строительства.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фомичев, В. Ф. О необходимости корректировки учебного плана специальности ПГС для обеспечения всех требований к выпускникам на основе использования современных методов проектирования и строительства в Республике Беларусь / В. Ф. Фомичев // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции / БНТУ. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 14–16.

**К ПРЕПОДАВАНИЮ РАЗДЕЛА «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
КОНСТРУКЦИИ» ДИСЦИПЛИНЫ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ» В СВЯЗИ С ВВЕДЕНИЕМ  
НА ТЕРРИТОРИИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
СП 5. 3.01-2020 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
КОНСТРУКЦИИ»**

*ЗВЕРЕВ В. Ф., ШИЛОВ А. Е.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время в нашей стране большинство зданий и сооружений возводится в железобетоне. Возможность использования местных материалов, совершенствующиеся технологии изготовления и монтажа, безусловно, оставят перспективным применение железобетонных конструкций на ближайшее будущее.

Начиная с 16. 09. 2020 года постановлением Министерства архитектуры и строительства № 56 на территории Беларуси утверждены и введены в действие строительные правила СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции». Нормы введены в связи с отменой на территории Республики Беларусь СНБ 5.03.01-02. Создание и введение в действие на территории Республики Беларусь отечественных национальных норм, содержащих основные положения по проектированию и конструированию железобетонных конструкций, явились востребованными и необходимыми с учетом нынешней ситуации в мире. Мы должны и можем сами развивать и совершенствовать национальные нормы Республики Беларусь, безусловно учитывая свой положительный опыт и разработки ученых разных стран.

В связи с утверждением и ведением СП 5.03.01-2020 на территории Республики Беларусь в ВУЗах выполняется корректировка учебных программ по изучению дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для всех строительных специальностей, особенно для специальности «Промышленное и гражданское строительство», на которой эта дисциплина является одной из приоритетных.

Первый опыт проведения лекций по СП 5.03.01-2020, в частности на строительном факультете БНТУ для специальности ПГС в весенне-летней сессии 2021 года, показал интерес и позитивное отношение студентов к нашему национальному документу. К сожалению, на сегодняшний день еще пока не разработаны необходимые поясняющие источники (книги, учебно-методические пособия и т. д.) работа над которыми ведется, что, безусловно, поможет изучению, и особенно преподаванию дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции».

Положительным и ожидаемым моментом явилась гармонизация по некоторым положениям ТНПА бывшего СССР, а так же Российской Федерации. Многие положения СП5.03.01-2020 так же гармонизированы с Еврокодом-2, однако имеются и свои специфические, в частности, по назначению спецификации бетона, использованию при проектировании разных стандартов по арматуре и т. д. Полезным и понятным при изучении студентами нового нормативного документа явилось введение положений по проверке предельных состояний несущей способности с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона и с использованием модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений. Приведенные в СП 5.03.01-2020 доступные и понятные схемы определения напряжений и относительных деформаций нормальных сечений при разных видах НДС, необходимые формулы, например, для расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения (пункт 8.1.4.6.), а так же проверки изгибаемых железобетонных элементов тавровых и двутавровых сечений (пункт 8.1.4.7), значительно упрощают задачу преподавания по этим вопросам и, самое главное, облегчают понимание студентами изложенного материала.

Следует отметить, что наш ТНПА разрабатывался в не простой и ограниченной по времени обстановке, поэтому, естественно, есть определенные погрешности в терминологии и вопросы к некоторым положениям, требующим разъяснения. Кстати, на это «отреагировали» и студенты в процессе проведения лекций, что подтверждается результатами их опроса. Наверное, важным будет рассмотрение вышеуказанных проблем не только на уровне статей, а наиболее целесообразно их обсуждение на конференциях и семинарах с уча-

ствием ведущих ученых, профессорско-преподавательского состава и, безусловно, проектировщиков и строителей.

Особенность нынешней ситуации состоит в том, что на сегодняшний день на территории Республики Беларусь одновременно действуют СП 5.03.01-2020 и ТКП EN 1992-1-1-2009\*, что приводит к определенной сложности не только для проектировщиков, но и для преподавателей. Данную ситуацию необходимо «исправить» в наиболее возможно короткие сроки.

На сегодняшний день пожелание всем преподавателям, участвующим в процессе преподавания раздела «Железобетонные конструкции», «включиться» в нынешние реалии, а именно, принять активное участие в разработке электронных учебно-методических комплексов, методических указаний и пособий для студентов (в первую очередь на электронных носителях), что безусловно, поможет процессу обучения и достижению нужного результата. Полезным также будет изучение и обсуждение первого опыта преподавания дисциплины по новому национальному документу СП 5.03.01-2020 на уровне различных ВУЗов нашей страны с проведением открытых лекций в системе онлайн и других соответствующих мероприятий.

Большая благодарность всему авторскому коллективу, принявшему участие в создании нового национального документа Республики Беларусь СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции».

УДК 624.012.45

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ КУРСОВОГО  
ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПО ДИСЦИПЛИНЕ  
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

*РАК Н. А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Современный этап подготовки инженерных кадров по специальности «Промышленное и гражданское строительство» ха-

рактируется не только переходом на новые учебные планы, но и переходом в Республике Беларусь к проектированию строительных конструкций по новым отечественным нормативным документам. При этом определение значений нагрузок и их комбинаций должно выполняться согласно строительным нормам [1–4], а расчет сечений и конструирование строительных конструкций должны выполняться согласно требованиям строительных правил (в случае железобетонных конструкций по правилам [5]).

**Состояние вопроса.** При переходе на новые учебные планы, предусматривающие четырехлетний срок обучения, количество недель обучения дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» по сравнению действовавшим учебным планом пятилетнего срока обучения уменьшилось с 50 до 39 недель.

Количество часов лекций удалось сохранить на прежнем уровне за счет увеличения количества часов обучения в неделю. Однако произошло значительное уменьшение часов практических занятий (с 66 до 46 часов), что неизбежно привело к сокращению круга задач, рассматриваемых на этих занятиях, только расчетом сечений, нормальных и наклонных к продольной оси железобетонного элемента, оставляя за рамками вопросы расчета на кручение, местное действие нагрузки и т. п.

Суммарный срок выполнения двух курсовых проектов при переходе на новые учебные сократился с 33 недель до 23. Столь существенное сокращение сроков выполнения проектов требует корректировки их объема, а также определенного перераспределения времени работы над расчетной и графической частями проекта путем уменьшения объема последней до разумных пределов.

**Предложения по составу курсовых проектов.** Курсовой проект № 1 на тему «Многоэтажное задание с неполным каркасом» выполняется в осеннем триместре (продолжительность 12 недель) четвертого года обучения. При выполнении этого проекта предлагается отказаться от разработки сборного варианта перекрытия, а при разработке монолитного перекрытия выполнить компоновку не только ребристого перекрытия с балочными плитами, но и компоновку ребристого перекрытия с плитами, опертыми по контуру. После выполнения компоновки принимается для дальнейшей разработки один из вариантов.

Количество рассчитываемых монолитных конструкций (плита и балка перекрытия, колонна) в обоих вариантах. Графическая часть этого курсового проекта, как и ранее, выполняется на 2 листах формата А3.

Курсовой проект № 2 на тему «Одноэтажное здание производственного назначения» выполняется в зимнем триместре (продолжительность 11 недель) четвертого года обучения. При выполнении этого проекта предлагается выполнять по одному из двух возможных вариантов компоновки каркаса здания.

Первый вариант предусматривает расположение стропильных конструкций в плоскости поперечной рамы каркаса. В этом случае дальнейшему расчету подлежат сборная ребристая плита покрытия или стропильная балка покрытия, сборная колонна постоянного сечения по длине (для случая работы подвесных кранов) и монолитный столбчатый фундамент стаканного типа под эту колонну.

Второй вариант предусматривает расположение стропильных конструкций в плоскости продольной рамы каркаса. В этом случае дальнейшему расчету подлежат сборная плита покрытия на пролет, сборная колонна постоянного сечения по длине (для случая бескранового здания), монолитный столбчатый фундамент стаканного типа под эту колонну.

Количество рассчитываемых конструкций одинаково (плита или балка, колонна и фундамент) в обоих вариантах. Графическая часть этого курсового проекта также выполняется на 2 листах формата А3 (ранее выполнялась на 3 листах).

**Заключение.** Для обеспечения успешного выполнения студентами курсовых проектов в столь короткие сроки необходимо на базе имеющихся учебно-методических материалов разработать новые, ориентированные на использование отечественных нормативных строительных норм [1-4] и строительных правил (в случае железобетонных конструкций правил [5]).

После накопления опыта выполнения курсовых проектов в новых условиях можно будет откорректировать объем расчетов и графической части проектов.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 90 с.
2. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 41 с.
3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 43 с.
4. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия: СН 2.01.05-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 119 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-2020 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 245 с.

УДК 617.018.21

### **ОСОБЕННОСТИ ПРИЕМА АБИТУРИЕНТОВ С СОКРАЩЕННЫМ СРОКОМ ОБУЧЕНИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ СПЕЦИАЛЬНОСТИ**

*ШУБЕРТ И. М., САДОВСКИЙ Ю. И., ТЕЛЕШ Е. А.*  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В условиях происходящих реформ в системе образования, формировании новых подходов к пониманию качества образовательного процесса, нацеленности процесса обучения на формирование практических компетенций у студентов, приобретает первостепенное значение критерии отбора абитуриентов при поступлении в ВУЗы.

Одной из новых (забытых старых) форм приема является прием абитуриентов на специальности с сокращенным сроком обучения

по интегрированным учебным планам [1], которые реально сокращают сроки обучения в ВУЗе.

На строительные специальности БНТУ на заочную форму получения образования принимаются выпускники строительных колледжей по специальностям, приведенным в табл. 1.

Эта форма пользуется большой популярностью у выпускников строительных колледжей, о чем говорят цифры конкурса на указанные специальности.

Абитуриенты, поступающие для получения высшего образования на сокращенный срок, сдают два профильных испытания по дисциплинам учебного плана специальности среднего специального образования, перечень и форма проведения которых определяются порядком приема в УВО, в соответствии с Правилами приема лиц для получения высшего образования I степени.

Перечень групп специальностей и соответствующих им профильных испытаний определяется Министерством образования Республики Беларусь.

Таблица 1

№ п/п	Специальность	Число бюджетных мест/конкурс
1	Промышленное и гражданское строительство (строительный факультет)	70/3,07
2	Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов (факультет энергетического строительства)	15/1,40
3	Производственное обучение (строительство) (инженерно-педагогический факультет)	10/12

В течение ряда лет предметы профильных экзаменов, сдаваемых в вузе, для указанных специальностей периодически менялись. Так, при поступлении на специальность 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» в разные годы в абитуриенты сдавали математику, строительные материалы, технологию строительного производства, строительные конструкции.

В последние несколько лет для группы строительных специальностей, как и для многих технических специальностей БНТУ и других технических вузов, по предложению Министерства образования

Республики Беларусь, одним из предметов вступительных экзаменов введена инженерная графика. И это правильно, учитывая, что начертательная геометрия и инженерная графика являются основой инженерного мышления и международным языком выражения инженерной мысли. Кроме того, исключение черчения из школьных программ негативно повлияло на уровень подготовки выпускников школ к изучению графических дисциплин в вузе.

В настоящем 2021 году также дисциплина «Основы инженерной графики» будет предметом вступительных испытаний для будущих строителей наряду с дисциплиной «Строительные материалы и изделия».

Необходимо отметить, что для этих экзаменов в БНТУ есть солидный наработанный опыт. Вступительные испытания по учебной дисциплине «Инженерная графика» проводились в БНТУ с 2014 года для абитуриентов специальности «Упаковочное производство (проектирование и дизайн упаковки)» факультета технологий управления и гуманитаризации, поступающих на заочное отделение по сокращенному сроку обучения после окончания учреждений среднего специального образования соответствующих специальностей. Эти экзамены проводились силами кафедры «Инженерная графика машиностроительного профиля» БНТУ.

За четыре года ведущими специалистами этой кафедры – доцентами Гиль С. В., Зеленым П. В., Лешкевичем Ю. А. – были разработаны программа и методика проведения вступительного экзамена, определены наиболее значимые теоретические вопросы и практические задания к ним, разработаны требования к выполнению экзаменационной работы и критерии оценки каждого задания. Этот опыт был положен в основу нового этапа в проведении вступительной кампании по дисциплине под новым названием «Основы инженерной графики» в 2019 году для абитуриентов, окончивших средние специальные учебные заведения и поступающих на заочную форму получения образования с сокращенным сроком обучения по аналогичным специальностям.

Целью вступительного экзамена по дисциплине является выявление способностей абитуриентов к пространственному образному мышлению и восприятию; необходимых навыков для чтения и выполнения чертежей; знаний соответствующих стандартов и умения

их применять практически; потенциала к дальнейшему продолжению образования в техническом вузе.

Авторы настоящей статьи, как специалисты строительного профиля, принимают участие в работе предметной комиссии по инженерной графике с 2019 года, учитывая появление данного предмета в списке приемных испытаний для абитуриентов строительных специальностей. При этом организационные вопросы по разработке программы, комплектов экзаменационных билетов, проведению консультаций перед экзаменом осуществляются кафедрой «Инженерная графика машиностроительного профиля».

Успешное и организованное проведение вступительного испытания по учебной дисциплине во многом зависит от качества подготовки и проведения всех консультаций для выпускников средних специальных учебных заведений в течение учебного года и непосредственно перед экзаменом.

Консультации по дисциплине на «Днях открытых дверей» носят самый общий ознакомительный характер, собирая одновременно большое количество будущих абитуриентов разных специальностей.

В 2019 и 2020 году на кафедре «Инженерная графика строительного профиля» периодически проводились консультации по предмету, на которые приглашались выпускники строительных колледжей, однако в силу недостаточной информированности их посещали только выпускники Минского государственного архитектурно-строительного колледжа, входящего в структуру БНТУ.

Основные теоретические положения в программе вступительного испытания по учебной дисциплине «Основы инженерной графики» отражают учебный предмет профессионального компонента «Черчение». В экзаменационном билете все задания графические, выполняются на чертежном формате вручную. В состав экзаменационного билета включено пять практических заданий, разработанных в соответствии с теоретическими положениями программы, на основе заданной детали, представленной в двух проекциях – фронтальной и горизонтальной. Дано комбинированное геометрическое тело, включающее наружную и внутреннюю форму из набора различного типа призматических и цилиндрических поверхностей. Время выполнения задания 240 минут, оценивается по десятибалльной системе, максимальная оценка за каждое задание 2 балла.

Необходимо выполнить следующие задания: перечертить две проекции детали в заданном масштабе, выбрать рациональный вид аксонометрической проекции, построить ее с четвертным вырезом, выполнить заданный разрез детали (фронтальный или горизонтальный), построить развертку указанной поверхности.

Первоначальным ощущением от экзаменационных задач при их проверке у авторов статьи была недостаточная сложность деталей. Задания по инженерной графике для студентов – строителей построены на более сложных моделях, включающих фрагменты всех основных геометрических тел – призм, цилиндров, конусов, пирамид, сфер и даже тора, а также различные их пересечения, в том числе двойные.

Однако статистика приемной кампании [2] говорит о том, что усложнение экзаменационных задач на данном этапе не является целесообразным.

Анализ экзаменационных работ показывает, что ахилесовой пятой у многих абитуриентов является построение аксонометрии – они ее попросту не строят. Если не построена аксонометрическое изображение, то нельзя выполнить и четвертной вырез, а именно эти два взаимосвязанные задания составляют большую часть работы. Вероятно, нужно подумать о распараллеливании этих заданий путем выполнения вместо четвертного выреза третьей профильной проекции детали, к примеру.

Выполненные абитуриентом задания экзаменационного билета позволяют комиссии полностью понять и оценить соблюдение общих правил оформления чертежа в соответствии с требованиями стандартов; логику пространственного мышления и восприятия абитуриента; точность выполненных построений; уровень знаний дисциплины и их использование в решении конкретной практической задачи; уровень базовых знаний по дисциплине и способность к обучению в высшем учебном заведении.

В целом, введение вступительного экзамена по основам инженерной графики представляется обоснованным и направленным на улучшение контингента зачисляемых на технические специальности абитуриентов, в том числе на специальности строительного профиля.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зверев, В. Ф. Разработка интегрированного учебного плана специальности «Промышленное и гражданское строительство» / В. Ф. Зверев, Ю. И. Садовский, Ю. В. Лях // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты : сборник научно-технических статей Международного семинара – Минск: БНТУ, 2015. – С. 21–25.
2. Гиль, С. В. Вступительные испытания по дисциплине «Основы инженерной графики»: опыт работы председателя предметной комиссии / С. В. Гиль, А. Ю. Лешкевич // Инновационные технологии в инженерной графике: проблемы и перспективы : сборник трудов Международной научно-практической конференции – Брест : БрГТУ, 2020. – С. 90–94.

## **РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

УДК 624.073

### **ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ НА СДВИГ СОЕДИНЕНИЯ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ СОГЛАСНО СТБ ЕН**

*БАРАНЧИК А. В., БАРАНЧИК В. Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Высокопрочные болты с регулируемым натяжением в настоящее время получили большое распространение.

Несущая способность соединения зависит от количества плоскостей сдвига, коэффициента трения, напряжения болтов и их числа. Для работы в соединениях используют высокопрочные болты.

К монтажным соединениям на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением относятся: фрикционные или сдвигоустойчивые соединения, в которых внешние усилия воспринимаются за счет сопротивления сил трения, возникающих по контактным плоскостям соединяемых элементов от предварительного натяжения болтов; фрикционно-срезные соединения, в которых внешние усилия воспринимаются, главным образом, за счет преодоления сопротивления сжатию фланцев от предварительного натяжения высокопрочных болтов.

В сдвигоустойчивых соединениях не происходит взаимного смещения соединяемых элементов, сдвигающие усилия воспринимаются только силами трения, а сами сильно натянутые болты непосредственного участия в передаче усилий не принимают. Цилиндрическая поверхность болта даже не касается внутренней поверхности отверстий в элементах узла. В этом главное отличие от соединений с болтами нормальной и повышенной точности.

В настоящей работе рассматриваются фрикционные соединения на болтах с контролируемым натяжением, с подготовкой поверхности и с использованием специальных составов для увеличения тре-

ния, выполненные на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением при соединении стальных элементов, имеющих цинковое покрытие.

Необходимость устройства цинкового покрытия вызвана необходимостью эксплуатации конструкций в агрессивных средах. Работа выполнялась по заказу ЗАО «Струнные технологии».

Болтовые соединения при соответствующей предварительной затяжке болтов передают за счет сил трения, возникающих между плоскостями сдвига, определенное усилие,  $F$ :

$$F = f \cdot P \cdot n,$$

где  $F$  – сила трения, кН;

$f$  – коэффициент трения;

$P$  – усилие затяжки болта, кН;

$n$  – число болтов в соединении.

В сдвигоустойчивых соединениях расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = f_{ub} \cdot \gamma_b \cdot A_{bh} \cdot (\mu / \gamma_h),$$

где  $f_{ub}$  – номинальное значение временного сопротивления материала болта, МПа;

$A_{bh}$  – площадь сечения болта, мм<sup>2</sup>;

$\mu$  – коэффициент трения;

$\gamma_h$  – коэффициент надежности (табл. 7.8);

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы соединения, зависящий от числа болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия.

Число  $n$  высокопрочных болтов в сдвигоустойчивом соединении, необходимых для восприятия действующего продольного усилия  $N$ , определяется по формуле:

$$n > N / \gamma_c Q_{bh},$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы при расчете на прочность.

Номинальное минимальное усилие предварительного натяжения  $F_{p,c}$  определялось согласно СТБ EN 1090-2-2013 по формуле:

$$F_{p.c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s,$$

где  $f_{ub}$  – номинальное значение временного сопротивления материала болта;

$A_s$  – площадь сечения болта нетто.

Исследуемые образцы состояли из стальных пластин толщиной 16 мм с цинковым покрытием толщиной 200 мкм, нанесенным методом горячего оцинкования, соединенные при помощи высокопрочных болтов передающим нагрузку за счет сил трения.

Для болтов с контролируемым натяжением приняты болты класса 10.9 класса точности В, диаметром 16 мм. Номинальное минимальное усилие предварительного натяжения  $F_{p.c}$  принято 110 кН. Количество болтов в соединении 4 шт. Контроль натяжения болтов производился по значению крутящего момента  $M_{r,i}$ , который прикладывался при затяжке гайки.

Значения момента закручивания  $M_{r,i}$ , используемые для создания номинального минимального усилия предварительного натяжения  $F_{p.c}$ , определяют для каждого типа комплекта болта и гайки, основанные на классе, декларируемом изготовителем:

Болты затягивались динамометрическим ключом с соответствующим рабочим диапазоном. Использовался ручной динамометрический гаечный ключ. Момент затяжки гаек –  $M_{r,i}$  равен 330 Н·м при  $k_{md} = 0,175$ .

Натяжения болтов по моменту закручивания проводилось в два этапа:

а) первый этап натяжения: гаечный ключ устанавливался на значение момента закручивания, приблизительно равное  $0,75M_{r,i}$ ;

б) второй этап натяжения: гаечный ключ устанавливался на значение момента закручивания, равного  $1,10M_{r,i}$ .

Момент затяжки болтов, контролируемый перед испытаниями, составил  $330 \div 350$  Н·м.

Образцы для испытаний представлены на рисунке 1. Вид образцов при проведении испытаний представлен на рисунке 2.

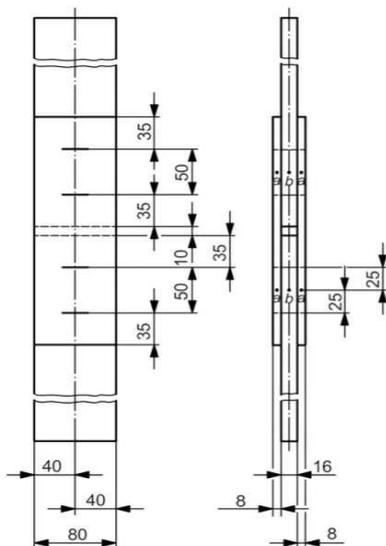


Рис. 1. Образцы для испытаний по определению коэффициента трения



Рис. 2. Образец № 2 в испытательной машине

Исследование образцов проводились на машине разрывной модернизированной для статических испытаний Р-100М. Машина позволяет выполнить построение диаграммы нагрузка-деформация,

произвести автоматическое нагружение образцов по заранее заданной диаграмме с заданной скоростью, имеется возможность длительного нагружения образца с заданным усилием. Данные возможно импортировать на компьютер.

Испытания проводились на семи образцах. Четыре первых образца нагружались с нормальной скоростью (продолжительность испытаний – приблизительно от 10 до 15 мин). Три оставшихся образца испытывались на ползучесть.

Сдвиг соединяемых деталей измерялся отдельно для каждого края образца. Для контроля сдвига в соединении на первых четырех образцах устанавливались 8 индикаторов часового типа ИЧ-10. Для каждого края величина сдвига принималась по среднему значению смещения пластин на обеих сторонах образца.

Жесткость соединения на сдвиг  $F_{Si}$  характеризуется нагрузкой, при которой деформация сдвига составляла согласно СТБ EN 1090-2-2013 – 0,15 мм. Следует отметить, что сдвиг образцов происходил моментально со смещением более 0,5 мм.

Шестой испытываемый образец нагружался до значения, равного 90 % средней сдвиговой нагрузки  $F_{Sm}$ .

Значения коэффициента трения  $\mu_i$  определялись по формуле

$$\mu_i = \frac{F_{Si}}{4F_{p.c}}.$$

Среднее значение сдвиговой нагрузки  $F_{Sm}$  и ее стандартное отклонение  $S_{Fs}$  определялось по формулам:

$$F_{Sm} = \frac{\sum F_{Si}}{n}.$$

Стандартное отклонение сдвиговой нагрузки составило:

$$S_{Fs} = \frac{(F_{Si} - F_{Sm})^2}{(n - 1)}.$$

Среднее значение коэффициента трения  $\mu_m$  и его стандартное отклонение  $S_{\mu}$  определялось по формулам:

$$\mu_{sm} = \frac{\sum \mu_{si}}{n};$$

$$S_{\mu s} = \frac{\sqrt{S}(\mu_i - \mu_s)^2}{(n-1)}.$$

По результатам испытаний получены следующие значения:

№ п/п	$F_{Si}$ , кН	$F_{Sm}$ , кН	$S_{Fs}$ , кН	$\mu_i$	$\mu_{sm}$	$S_{\mu s}$
1	298	296,5	17,6	0,677	0,683	0,000149
2	301			0,684		
3	302			0,686		
4	285			0,648		

Характеристическое значение коэффициента трения для испытаний на ползучесть принималось равным среднему значению  $\mu_{sm}$  за вычетом стандартного отклонения, умноженного на 2,05. По данному значению вычислена сдвиговая нагрузка  $F_s$ , на которую проводились испытания пятого образца.

Начальная нагрузка на образцы для испытания на ползучесть принята 260 кН. При нагружении пятого образца деформации сдвига фиксировались при помощи индикаторов многооборотных с ценой деления 0,001 мм. Показания по индикаторам снимались через 5 минут после нагружения (условный ноль) и далее через 15 минут.

При испытании шестого образца на 30 минуте нагружения деформации сдвига составили 0,05 мм и превысили 0,002 мм (предельное значение по СТБ EN 1090-2-2013).

Нагрузка на седьмой образец для испытания на ползучесть составила 240 кН. При нагружении седьмого образца деформации сдвига на 180 минуте испытаний составили 0,0017 мм и таким образом образец прошел испытания.

Для этой нагрузки был вычислен коэффициент трения  $\mu_i = 0,545$  и данная нагрузка принята как сдвиговая нагрузка  $F_s$ .

Но по СТБ EN 1090-2-2013 возможно назначить сдвиговую нагрузку по формуле  $F_s = 0,9 F_{Sm}$ .

Как видно из результатов проведенных исследований назначение данной нагрузки для соединений выполненных на болтах с контро-

лируемым натяжением стальных элементов, имеющих цинковое покрытие является завышенной. Для назначения сдвиговой нагрузки  $F_S$  следует использовать статистический метод. Данные исследования явились продолжением серии испытаний стальных элементов, имеющих цинковое покрытие. При применении специальных составов коэффициент трения в соединении увеличивается и при этом повышается нагрузка, которую может передать соединение.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ EN 1090-2-2013. «Возведение стальных и алюминиевых конструкций. Часть 2. Технические требования к стальным конструкциям», Минск., 2013 г.

УДК 624

## ПРОБЛЕМЫ ТЕХНИЧЕСКИХ НОРМАТИВНО-ПРАВОВЫХ АКТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*БОГУШ Л. И., БОНДАРЬ В. В.*

Филиал БНТУ «Межотраслевой институт повышения квалификации и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала»

**Введение.** Разработка новых и совершенствование старых нормативных документов в области строительства занимало и продолжает занимать важную, особую роль в деятельности строительной отрасли Республики Беларусь. Это связано не только с необходимостью повышения надежности конструктивных элементов, что безусловно, является наиболее важным в процессе проектирования, возведения и эксплуатации здания и сооружений. В настоящее время этого требует складывающаяся, непростая экономическая ситуация в строительной отрасли. И поэтому рядом с концепцией надежности, изложенной в СН 2.01.01-2019 [1], встает вопрос о разработке максимально эффективных конструктивных решений, которые бы позволили при наименьшей стоимости элементов максимально использовать их прочностные и геометрические характеристики.

В настоящее время в Республике Беларусь согласно Указу Президента № 217 от 05.06.2019 ведется работа по реформированию технических нормативно-правовых актов (далее по тексту – ТНПА). В связи с этим, разрабатываются и вводятся в действие новые обязательные строительные нормы (СН) и добровольные строительные правила (СП).

На этом этапе важно привести к одинаковой редакции термины и определения для того, чтобы в будущем в проектно-исследовательских, строительных предприятиях работали, выпускали проектно-сметную документацию на одном «языке».

В процессе реформирования необходимо исключить возможные противоречия, коллизии. Особенно важно это для того, чтобы государственная экспертиза, госорганы, судебная экспертиза, суды однозначно принимали решения, опираясь на одинаковые (единые) термины и определения, приведенные в ТНПА в строительной сфере Республики Беларусь.

Таким образом, в рамках данной публикации рассматриваются отдельные вопросы применения терминологии в строительной практике в целом и в строительных нормах в частности, а также проблемы, касающиеся характера применения тех или иных норм проектирования и стандартов (на обязательной или рекомендательной основе).

**Проблемы терминологии в действующих и разрабатываемых ТНПА.** Следует отметить, что 7 августа 2019 г. Совет Министров Республики Беларусь принял постановление № 517 «О реализации Указа Президента Республики Беларусь от 5 июня 2019 г. № 217», которым утверждены Правила разработки строительных норм и правил, их утверждения и применения. В законе Республики Беларусь 17 июля 2018 г. № 130-З «О нормативных правовых актах» изложены требования нормотворческой техники.

Практически каждый акт законодательства (НПА) и ТНПА в Республике Беларусь начинается с раздела или статьи «термины и определения».

Что сегодня показывает практика реформирования ТНПА?

Для примера рассмотрим термин «научно-техническое сопровождение» строительства, который имеется, как в проектах ТНПА, так и уже в утвержденных ТНПА.

В утвержденных СН 1.02.01-2019 [2] приведен термин «научно-техническое сопровождение»: «...комплекс научных, инженерно-конструкторских работ, а также оказание консультативной и методологической помощи, осуществляемое специалистом (экспертом) высшей квалификации, в процессе проведения мониторинга, инженерных изысканий, проектирования и выполнения строительно-монтажных работ, на предмет соответствия выполняемых этапов требованиям действующих научно-методических подходов в области строительства, выполняемое в целях минимизации риска принимаемых решений, повышения эффективности капитальных вложений, сокращения продолжительности строительства и улучшения качества строительно-монтажных работ».

И сразу же возникают вполне обоснованные вопросы: где можно ознакомиться с требованиями действующих научно-методических подходов в сфере строительства; как будет осуществляться специалистом работа на предмет соответствия выполняемых этапов требованиям действующих научно-методических подходов в области строительства. А в случае разрушения (аварии) на объекте строительства – как и кто будет оценивать, правильно ли выполнено научно-техническое сопровождение?

Следует обратить внимание, что этот термин, в обязательном СН на инженерные изыскания, распространяется не только на инженерные изыскания, но и на 4 вида работ: проведение мониторинга, инженерные изыскания, проектирование и выполнение строительно-монтажных работ.

В утвержденных СН 3.02.08-2020 [3] этот термин уже имеет другую редакцию: «научно-техническое сопровождение – это комплекс работ и мероприятий научно-аналитического, методического, экспертно-контрольного и организационного характера, выполняемый для обеспечения требований безопасности, надежности и качества проектной и строительной продукции».

В утвержденных СП 2.03.01-2020 [4] выше обозначенный термин имеет следующую редакцию: «научно-техническое сопровождение – комплекс научных, инженерно-конструкторских работ, а также консультативной и методологической помощи, осуществляемых специалистом (экспертом) высшей квалификации в области оснований и фундаментов в период проведения мониторинга, инженерных изысканий, проектирования и выполнения строительно-

монтажных работ, в части соответствия этапов требованиям действующих научно-методических подходов в области строительства, выполняемых в целях минимизации риска принимаемых решений, повышения эффективности капитальных вложений, сокращения продолжительности строительства и улучшения качества строительно-монтажных работ».

В проекте СП «Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений» трактовка термина следующая: «научно техническое сопровождение строительства – это комплекс работ научно-методического, экспертно-контрольного, информационно-аналитического и организационно-правового характера, выполняемых для обеспечения качества и безопасности при строительстве и последующей эксплуатации зданий и сооружений.

В российских нормативных документах термин «научно-техническое сопровождение строительства» имеет следующее определение: «...комплекс работ научно-аналитического, методического, информационного, экспертно-контрольного и организационного характера, осуществляемых в процессе изысканий, проектирования и строительства в целях обеспечения надежности сооружений с учетом применения нестандартных расчетных методов, конструктивных и технологических решений».

**Проблемы правового статуса действующих и разрабатываемых ТНПА.** Как уже было отмечено во введении, в настоящее время в Республике ведется работа по реформированию ТНПА с целью упорядочивания действующих в стране двух нормативных баз: европейской и национальной. В связи с этим, разрабатываются и вводятся в действие взамен ТКП и СТБ новые строительные нормы (СН) и строительные правила (СП), которые являются обязательными или рекомендательными с точки зрения их применения проектировщиками, предприятиями по изготовлению строительных конструкций и материалов, а также организациями, непосредственно осуществляющими строительно-монтажные и специальные работы на объектах. На этом этапе важно определиться, требования каких ТНПА будут обязательными для того, чтобы обеспечить «механическую прочность и устойчивость зданий и сооружений» (п. 1.1 Указа Президента Республики Беларусь 05.06.2019 № 217 «О строительных нормах и правилах»), а требования каких ТНПА – рекомендательные, добровольные для применения.

В качестве примера возможного возникновения определенных трудностей правового характера, рассмотрим юридическую силу действующих в настоящее время в Республике Беларусь норм по проектированию фундаментов зданий и сооружений ТКП 45-5.01-254-2012 [5]. Требования этих норм направлены в том числе и на «...обеспечение механической прочности и устойчивости зданий и сооружений». В то же время, уже сейчас разработаны и планируются к утверждению добровольные для применения правила (СП), которые заменят указанные нормы [5].

Следует обратить внимание, что в настоящее время положения норм [5] являются приоритетными по отношению ко всем СНБ, СНИП, сопутствующим пособиям к СНБ и СНИП, которые разработаны для применения при проектировании и расчете оснований и фундаментов зданий и сооружений. Представляется логически корректным, что статус разрабатываемых СП/СН должен быть не ниже статуса норм [5], действующих в настоящее время. Ведь положения новых норм, описанные расчетные методики являются, по сути, усовершенствованными, актуализированными в соответствии с инновационными научными исследованиями, положениями и методиками, гармонизированными одновременно и с требованиями европейских норм.

В разработанных и введенных в действие СН 1.02.01-2019 [2] и СН 3.02.08-2020 [3], уже имеются ссылки на нормы [6], которые являются в настоящее время приоритетными, обязательными для применения. И если вместо ТКП 45-5.01-254-2012 [6] – обязательных для применения строительных норм, будут утверждены СП, статус которых будет понижен до «добровольного» для применения, возникнет правовая неопределенность. Изыскательские работы по исследованию свойств грунтов в основании фундаментов, возведение конструкций надземной части зданий регламентируется соответственно строительными нормами [2] и нормами СН 1.03.01-2019 [6], обязательными для применения всеми субъектами строительной отрасли. В то же время основания и фундаменты будут проектироваться с применением строительных правил, добровольных для применения. В этом случае, цепь жизненного цикла здания, с позиций обязательного обеспечения безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности зданий и сооружений, может оказаться разорванной, а надежность здания – не обеспеченной.

С учетом вышеизложенного, а также с учетом необходимости обеспечения показателей надежности (индекса надежности и вероятности отказа) в соответствии с нормами [1], представляется научно и технически обоснованным применение обязательных для соблюдения требований при выполнении и проектно-изыскательских и строительных работ по устройству оснований и фундаментов.

Помимо перечисленных проблем, существует еще одна, требующая внимания органов нормирования и стандартизации Республики Беларусь.

Согласно Указа Президента Республики Беларусь 05.06.2019 № 217 «О строительных нормах и правилах», **обязательные для соблюдения требования и добровольные для применения правила** в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности **не могут устанавливаться в иных ТНПА**, не относящихся к области технического нормирования и стандартизации, а также в технических регламентах, технических кодексах установившейся практики, государственных стандартах, общегосударственных классификаторах Республики Беларусь. Так, в случае регулирования одной сферы отношений в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности и строительными нормами и правилами Минстройархитектуры, и иными ТНПА, применению подлежат исключительно строительные нормы и правила Минстройархитектуры.

В настоящее время в Республике Беларусь при изысканиях, проектировании, строительстве используется национальный СТБ 2242-2011 [7], который утвержден и введен в действие постановлением Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь от 22 декабря 2011 г. № 94. В то же время, с 01.09.2021, постановлением Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь от 1 октября 2020 г. № 56 непосредственно в качестве государственного стандарта Республики Беларусь планируется ввести и межгосударственный стандарт ГОСТ 5686-2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями».

С учетом положений Указа Президента Республики Беларусь 05.06.2019 № 217, остается не до конца ясным правовой статус действующих и вводимых в действие национальных и межгосударственных стандартов.

**Выводы.** С учетом обозначенных в статье проблем, можно сделать следующие выводы и дать следующие рекомендации в целях совершенствования нормативной базы Республики Беларусь.

1. Принять единую редакцию термина «научно-техническое сопровождение строительства», поскольку во всех приведенных ТНПА указано, что это относится (распространяется) к изысканиям, проектированию и строительству. Внести изменения в принятые и действующие ТНПА и распространить термин на те объекты, где будут применяться нестандартные расчетные методы, конструктивные и технологические решения. В целях единой унификации произвести тщательный анализ других терминов и определений в действующих и разрабатываемых ТНПА (не указанных в данной публикации из-за ограничений по ее объему в соответствии с предъявляемыми требованиями);

2. С учетом того факта, что проекты строительных норм и строительных правил подлежат согласованию Межведомственным советом по вопросам архитектуры, градостроительства и строительства, согласно постановлению Совета Министров Республики Беларусь 07.08.2019 № 517, Министерству архитектуры и строительства Республики Беларусь и Межведомственному совету по вопросам архитектуры, градостроительства и строительства рекомендуется уточнить и скорректировать решение при согласовании и утверждении новых ТНПА. В частности, с учетом п. 1.1 Указа Президента Республики Беларусь № 217, следовало бы изменить решение в отношении юридического статуса (добровольного или обязательного) новых ТНПА при проектировании оснований и фундаментов (а также и при проектировании железобетонных, металлических и деревянных конструкций зданий и сооружений).

3. В связи с тем, что обязательные для соблюдения требования (в СН) и добровольные для применения правила (в СП) не могут устанавливаться в иных ТНПА, в том числе в государственных стандартах (ГОСТ, СТБ) согласно Указу Президента Республики Беларусь 05.06.2019 № 217 «О строительных нормах и правилах», следовало бы внести дополнения и изменения в акты законодательства и определить правовой статус межгосударственных стандартов (ГОСТ), которые продолжают вводиться в действие в качестве государственных стандартов постановлениями Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

2. СН 2.01.01-2019 Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 08.09.2020. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 90 с.
3. СН 1.02.01-2019 Инженерные изыскания для строительства. – Введ. 21.09.2020. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 49 с.
4. СН 3.02.08-2020 Высотные здания. – Введ. 21.03.2021. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2021. – 69 с.
5. СП 2.03.01-2020 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. – Введ. 23.08.2020. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 47 с.
6. ТКП 45-5.01-254-2012\* Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 18.12.2018. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2019. – 107 с.
7. СН 1.03.01-2019 Возведение строительных конструкций зданий и сооружений. – Введ. 16.08.2020. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 129 с.
8. СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2012. – 37 с.

## **ВИБРОИЗОЛЯЦИЯ ЗДАНИЙ, ПОДВЕРГАЮЩИХСЯ ИНТЕНСИВНЫМ ВИБРАЦИОННЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ**

*ВАСИЛЕВИЧ Ю. В., МОЖАРОВСКИЙ В. В.,  
НЕУМЕРЖИЦКАЯ Е. Ю., ВЛАСОВ Ф., ДУДАРЧИК Д.*

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Академия последиplomного образования

Гомельский государственный университет им. Ф. Скорины

### **Анализ инженерно-технических мероприятий по виброзащите зданий, расположенных в технической зоне метрополитена мелкого заложения.**

В крупных городах нередко из-за недостатка свободных площадей строительство жилых и общественных зданий производится

в технической зоне линий метрополитена. Такие здания, как правило, испытывают повышенное вибрационное воздействие, и в соответствии с требованиями строительных и санитарных норм должны быть защищены от проникающих вибраций.

Анализ уровней вибрации, ранее зарегистрированных на поверхности площадки строительства нового Инженерного корпуса Минского метрополитена показал, что при строительстве здания необходимо осуществить его виброизоляцию для обеспечения необходимой гигиенической обстановки в помещениях строящегося объекта, согласно санитарных норм и правил по уровням вибрации для административных и общественных зданий, установленных в Республике Беларусь.

Построенный в 1985 г. Инженерный корпус метрополитена также был виброизолирован с помощью сменных резиновых виброизоляторов, размещенных в специальные ниши фундамента здания. Фундамент был построен в котловане строительной площадки на мощной железобетонной плите, которая сыграла положительную роль при виброгашении и для равномерной осадки здания. Существенные замеры уровней вибрации в построенном в прошлом

столетии Инженерном корпусе показали, что превышения предельных уровней вибрации в его наземных помещениях нет.

Анализируя научно-техническую литературу по виброизоляционным материалам и виброзащитным техническим решениям было установлено, что в настоящее время одним из наиболее надежных и эффективных способов устройства виброизоляции зданий является установка их на упругие опоры из полиуретановых эластомеров – материалов Sylomer и Sylodyn австрийской фирмы Getzner. Было принято решение применить упомянутые материалы для виброизоляции нового Инженерного корпуса при его строительстве.

Физико-механические характеристики указанных материалов были изучены и исследованы на опытных образцах. Полученные знания использовались при выполнении плановой работы по виброизоляции здания.

Особо следует отметить, что несмотря на сложную выполненную работу проектной организацией ОАО «Институт «Минскгражданпроект» по размещению фундаментов здания рядом с существующим Инженерным корпусом и проходящими рядом эксплуатируемыми тоннелями метрополитена, удалось достичь очень хороших результатов в проектно-строительном и научно-техническом комплексах по обеспечению качественных эксплуатационных характеристик по виброизоляции, архитектуре, надежности и устойчивости возведенного здания.

На финише практически построенного здания основное внимание было уделено исследованию и анализу зарегистрированных уровней виброускорения в помещениях корпуса при движении подвижного состава Минского метрополитена. Сравнение полученных максимальных уровней виброускорения с предельно допустимыми уровнями вибраций для административных и общественных зданий показало, что они их не превосходят. Виброизоляция корпуса выполнена качественно, в полном объеме и в назначенный срок.

Отметим основные этапы выполненной научно-исследовательской работы по виброизоляции корпуса. Вначале была собрана и проанализирована информация о физико-механических свойствах материалов Sylomer, разработанных рекомендациях по монтажу виброизоляторов при виброизоляции здания, схема виброизоляции фундамент на основе выполненного расчета.

Разработана методика измерения уровней виброускорения в помещениях построенного Инженерного корпуса при движении подвижного состава метрополитена, используемой измерительной аппаратуре, предельно допустимых уровней вибрации для административных и общественных зданий согласно санитарных норм и правил, принятых в Республике Беларусь.

После обработки зафиксированных вибросигналов дан анализ максимальных уровней виброускорения, зарегистрированных в помещениях Инженерного корпуса при движении подвижного состава метрополитена.

Обработке подлежала информация об уровнях виброускорения для вертикальной и горизонтальных составляющих вибрации в измерительных точках помещений корпуса в октавных полосах с центральными частотами 2; 4; 8; 16; 31,5; 63 Гц. Указанный частотный диапазон является наиболее информационным при оценке влияния вибрационных полей на здания и сооружения, расположенных в технической зоне метрополитена не глубокого заложения.

Анализ нагрузки на фундамент здания свидетельствует о существенном разбросе значений действующих сил и, вследствие этого, разной нагрузки; т. е. по фундаменту корпуса нагрузка распределена неравномерно. Это обстоятельство послужило важным аргументом при создании акустической развязки – использования разного типа виброгасящего материала Sylomer. Достоинства упомянутого материала описаны ранее, и они легли в основу его выбора. Существенным фактором выбора материала послужила также большая сложность строительства основы (фундамента) инженерного корпуса. Стесненные условия строительства и ограничения размещения опор в окрестности двух действующих тоннелей метрополитена намного усложнили проектирование несущих опор корпуса, однако проектировщикам удалось разработать удачные проектные решения по сооружению фундамента здания и предложить рекомендации по виброизоляции здания.

Виброзащита проектируемого инженерного корпуса основывалась на результатах выполненных научных изысканий по исследованию уровней вибрации на строительной площадке корпуса и несущих конструктивных элементов здания лечебно-диагностического корпуса по ул. Энгельса, 25, на опыте виброизоляции

нынешнего функционирующего Инженерного корпуса Минского метрополитена.

Исследование уровней вибрации, вызванной подвижным составом метрополитена мелкого заложения, показали, какому наибольшему вибрационному воздействию подвержен корпус, примыкающий к трассе метрополитена. Экстремальное динамическое воздействие на инженерный корпус оказывают поезда движущегося со станции «Площадь Ленина» на станцию «Октябрьская», поскольку все они в указанном направлении набирают скорость со станции «Площадь Ленина».

Для исследования уровней виброускорения использованы виброметры, анализаторы спектра ЭКОФИЗИКА – 110В (Белая), заводской № БВ160072 и № БВ160070. Виброметры в очередной раз планово поверены в РУП «Белорусский государственный институт метрологии» (свидетельства о поверке № МН0213219-4319 и № МН0214782-4319).

В каждой точке при каждом проходе поезда одновременно регистрировались составляющие виброускорения в трех взаимно перпендикулярных направлениях:  $X$  – продольная горизонтальная составляющая, направленная вдоль продольной оси тоннелей;  $Y$  – поперечная горизонтальная составляющая, направленная перпендикулярно оси  $Y$ ;  $Z$  – вертикальная составляющая виброускорения, перпендикулярная горизонтальной плоскости  $XU$ .

Зарегистрированный сигнал усреднялся за 5 с. Усреднение сигнала за 5 с обусловлено временем прохождения подвижного состава за указанный промежуток времени по тоннелям в измерительных точках Инженерного корпуса и выявлением максимальных значений уровней виброускорения.

Во всех полученных таблицах с численными значениями зарегистрированных уровней вибрации отмечено, что виброакустический сигнал усреднялся за 5 с, это усреднение зарегистрировано в октавных полосах со среднегеометрическими частотами 2; 4; 8; 16; 31,5; 63 Гц одновременно по трем каналам соответствующих компонент виброускорения  $X$  – К1(канал 1),  $Y$  – К2(канал 2),  $Z$  – К3(канал 3).

Поскольку при выполнении экспериментальных исследований использовались виброметры фирмы Октава (г. Москва) для определения уровней виброускорения, а пороговое значение при измерении уровня виброускорения принято равным  $10^{-6} \text{ м/с}^2$  в России,

в Республике Беларусь аналогичное пороговое значение виброускорения принято равным  $3 \cdot 10^{-4}$  м/с<sup>2</sup>, то из полученных измеренных значений виброускорения необходимо вычесть 50 дБ, в результате получим результат по уровням вибрации, соответствующий измеряемым уровням вибрации в Республике Беларусь, согласно утвержденным санитарным нормам и правилам.

Зарегистрированные виброметром уровни виброускорения были обработаны в октавных полосах со среднегеометрическими частотами 2; 4; 8; 16; 31,5; 63 Гц по специальным программам на ПЭМ и представлены в виде таблиц, в которых содержится подробная числовая информация об уровнях виброускорения.

На основании изложенного можно сделать следующие выводы.

Из трех составляющих X, Y, Z виброускорения в каждой измерительной точке максимальные уровни зафиксированы для вертикальной составляющей Z.

По замеренным уровням вибрации выявлено неоднородное волновое поле колебаний как поверхности грунта возле здания, так и в самом здании при движении подвижного состава. Объясняется это неоднородностью грунта в области фундамента, наличием коммуникационных и инженерных сооружений в виде стены, изготовленной из буронабивных свай в грунтовом пространстве между фундаментом здания и тоннелями; конструктивными особенностями построенного Инженерного корпуса, разными режимами движения подвижного состава, определяющимися графиком движения по станции «Площадь Ленина» и другими факторами.

Сопоставляя зарегистрированные уровни виброускорения в Инженерном корпусе с предельно допустимыми уровнями для общественных зданий, регламентированными санитарными нормами и правилами в Республике Беларусь, следует важный вывод о не превышении предельных норм по вибрации в построенном здании за счет правильно выполненной виброизоляции.

## **К РАСЧЕТУ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УСТАЛОСТНУЮ ПРОЧНОСТЬ**

*ДАВЫДОВ Е. Ю.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Довольно часто отказы стальных конструкций возникают из-за недостаточной усталостной прочности. Усталостная прочность (предел выносливости) является наиболее важной механической характеристикой для конструкций, воспринимающих динамическую нагрузку. Таковыми являются подкрановые балки, высотные сооружения, пролетные строения мостов, железнодорожные эстакады, конструкции технологических площадок. Перечисленные конструкции испытывают, как правило, многоцикловые нагружения, количество циклов за весь период эксплуатации превышает  $10^5$ . Имеются также конструктивные формы, испытывающие малоцикловую нагруженность. Это, прежде всего, резервуары, газгольдеры, бункеры. В данной статье малоцикловая прочность стальных конструкций не рассматривается.

Примерно 30 % аварийных конструкций теряют свою несущую способность из-за появления трещин в основном или наплавленном металле. Столь высокий процент разрушений конструкций, воспринимающих динамические нагрузки, свидетельствует о том, что используемые методики расчета стальных конструкций на усталостную прочность учитывают не все факторы, оказывающие влияние на несущую способность.

Основным фактором, определяющим усталостную прочность, является концентрация напряжений, которая появляется в местах изменения сечения элементов, в местах расположения отверстий, всевозможных вырезов, резкого изменения силового потока, но главным источником концентрации напряжений по значимости и по количеству являются сварные швы.

Концентрация напряжений, обусловленная сваркой, определяется прежде всего формой и размерами сварного шва, среди которых

следует выделить ширину ( $b$ ) и выпуклость ( $h$ ), угол перехода ( $\theta$ ) и радиус перехода сварного шва на основной металл ( $r$ ). Указанные размеры приведены на рис. 1. При увеличении отношения  $h/b$  от 0,1 до 0,6 коэффициент концентрации увеличивается от 1,8 до 3 [1]. По действующим нормативным документам, например, по ГОСТ 23118, отношение  $h/b$  может достигать 0,3, что соответствует коэффициенту концентрации, равному 2,4.

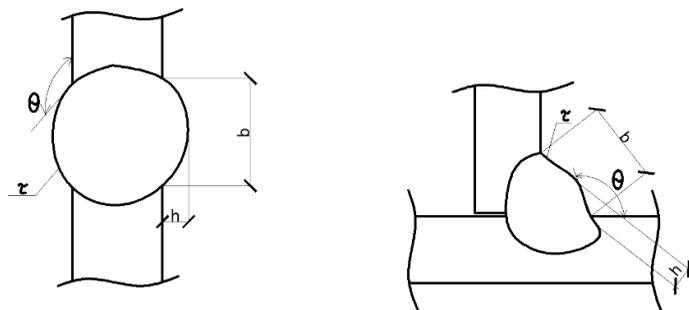


Рис. 1. Форма сварных швов

Существенное влияние на концентрацию напряжений оказывают параметры « $r$ » и « $\theta$ ». Но размеры этих параметров не являются стабильными по длине шва, поэтому и коэффициенты концентрации, обусловленные этими параметрами, также являются нестабильными. В нормативных документах эти параметры не лимитируются.

Концентрация напряжений зависит также от вида сварного соединения. В сварных соединениях с использованием стыковых швов концентрация напряжений оказывается меньше, чем при угловых швах. Наибольшего значения концентрация напряжений достигает в нахлесточных соединениях с применением только фланговых швов: коэффициент концентрации варьируется в пределах 1,8–3,2, в зависимости от расстояния между фланговыми швами, с увеличением этого расстояния концентрация напряжений возрастает [2]. В нахлесточных соединениях коэффициент концентрации заметно снижается при обварке по всему контуру нахлеста.

При сопоставлении усталостной прочности образцов со сварными швами и таких же образцов без сварных швов, но с концентраторами напряжений, равными концентраторам напряжений,

создаваемых сваркой, было установлено, что усталостная прочность первых образцов значительно меньше, чем вторых. Это неравенство можно объяснить только влиянием на усталостную прочность остаточных напряжений, создаваемых сваркой. Эксперименты, проведенные в институте электросварки им. Патона показали: образцы с остаточными напряжениями имели на базе  $2 \cdot 10^6$  циклов предел выносливости примерно в два раза меньше, чем образцы с такими же концентраторами, но без остаточных напряжений. В испытанных образцах значения остаточных напряжений достигали значений предела текучести. В образцах с пониженными значениями остаточных напряжений  $\approx (0,3 \dots 0,5)\sigma_y$  предел выносливости при тех же характеристиках цикла оказался значительно больше, примерно в 2–2,5 раза. Наиболее высокие пределы выносливости были зафиксированы на участках, где имели место сжимающие сварочные напряжения.

Значимость остаточных напряжений зависит от напряжений цикла: при уменьшении этих напряжений влияние остаточных напряжений увеличивается. Также влияние остаточных напряжений зависит от характеристик цикла ( $\rho$ ). Наибольшая значимость остаточных напряжений проявляется при знакопеременных нагрузках. Например, при испытании образцов из стали С245 со стыковыми сварными швами при симметричном цикле ( $\rho = -1$ ) их предел выносливости составил 52 МПа, а при нулевом цикле ( $\rho = 0$ ) – 106 МПа. То же для образцов из низколегированной стали: 75 МПа при  $\rho = -1$ , 155 МПа при  $\rho = 0$ , 235 МПа при  $\rho = +0,5$ . Испытания образцов с поперечными угловыми швами в нахлесточных соединениях показали следующие результаты: 40 МПа при  $\rho = -1$ ; 100 МПа при  $\rho = 0$ ; 130 МПа при  $\rho = +0,5$ . Результаты испытаний образцов только с фланговыми швами: 23 МПа при  $\rho = -1$ ; 60 МПа при  $\rho = 0$ ; 120 МПа при  $\rho = +0,5$ .

Сопоставление экспериментальных результатов, полученных на образцах из сталей обычной и повышенной прочности, показывают, что увеличение предела выносливости для них не соответствует увеличению прочности. Например, предел выносливости при  $\rho = -1$  для низколегированной стали увеличился по сравнению с малоуглеродистой сталью на 23 МПа при увеличении прочности на 230 МПа. Это объясняется тем, что с увеличением прочности возрастает чувствительность стали к концентраторам напряжений и

тем, что остаточные напряжения увеличиваются примерно пропорционально увеличению предела текучести.

В процессе наплавки сварных швов в околошовной зоне происходят структурные и фазовые изменения. В результате этих изменений в околошовной зоне механические характеристики металла отличаются от механических характеристик как основного металла, так и наплавленного металла. Однако, как показали экспериментальные исследования [2, 3], эти отличия не оказывают существенного влияния на усталостную прочность сварных соединений.

По нашим нормам в сварных швах допускается наличие некоторых дефектов. При проведении экспериментальных исследований испытывались образцы с непроварами, с подрезами и с порами. Наибольшее отрицательное влияние на усталостную прочность оказывали непровары: предел выносливости понижался в 2–3 раза. При наличии подрезов (глубина подреза 2–3 мм) предел выносливости уменьшался в 1,5–2 раза. Указанные снижения пределов выносливости отмечены при расположении дефектов в зоне растягивающих остаточных напряжений. Приведенное снижение имеет место и для сварных соединений с порами. Но по сравнению с непроварами и подрезами поры при пористости не более 3 % оказывают наименьшее отрицательное влияние на усталостную прочность сварных соединений. Также следует отметить, что влияние дефектов на усталостную прочность заметно снижается с уменьшением напряжений цикла, что имеет место при увеличении количества циклов.

По результатам экспериментальных исследований, проведенных разными исследователями, прежде всего, в институте электросварки им. Патона можно предположить, что не оказывают существенного отрицательного влияния на усталостную прочность сварных соединений сварочные материалы (при условии, что прочность сварочных материалов соответствует прочности основного металла), способ сварки, виды разделки кромок, структурные и фазовые превращения в околошовной зоне, степень раскисления стали, температура выше  $-40^{\circ}\text{C}$ .

В СП 16.13330.2017 [4] проверочная формула стальных конструкций на выносливость имеет вид:

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v, \quad (1)$$

где  $\sigma_{\max}$  – наибольшее напряжение, определяемое при пониженных значениях нормативных нагрузок и без учета коэффициента динамичности;

$\alpha$  – коэффициент учитывает количество циклов;

$\gamma_0$  определяется в зависимости от характеристики цикла ( $\rho$ ), отношения  $\sigma_{\min}$  и  $\sigma_{\max}$ ;

$R_0$  – расчетное сопротивление усталости, назначенное в зависимости от группы элемента (в зависимости от концентрации напряжений) при количестве циклов  $2 \cdot 10^6$ . Правая часть формулы (1) – это предел выносливости, определяемый в зависимости от количества циклов, характеристики цикла и вида концентратора напряжений.

Вопросы, возникающие при использовании приведенной формулы:

1.  $\sigma_{\max}$  – это наибольшее по абсолютному значению напряжение, то есть это напряжение может быть и сжимающим, и тогда при  $\rho \geq 0$  (например, для разрезных подкрановых балок) проверка по формуле (1) производится для элемента, который подвергается только сжатию. При только сжимающих напряжениях проверка усталостной прочности не представляется достоверной, так как в процессе экспериментальных исследований предел выносливости также, как и предел текучести, и временное сопротивление определены при действии только растягивающих напряжений. Здесь также следует отметить, что, согласно [5], напряжения  $\sigma_{\max}$  определяются от пониженных нагрузок.

2. Согласно формуле (1), при проверке усталостной прочности не учитывается уровень касательных напряжений.

3. При назначении расчетного сопротивления усталости не учитывается прочность наплавленного металла, которая, согласно [4], может быть меньше прочности основного металла (в реальных конструкциях усталостные трещины довольно часто появляются в наплавленном металле), а также не учитывается форма и размеры сварного шва и, соответственно, влияние остаточных напряжений.

4. Не учитывается присутствие в сварных швах дефектов, наличие которых допускается нормативными документами.

5. Приведенные группы элементов и соединений, по которым определяются расчетные сопротивления усталости, не содержат узлы сопряжений из прямоугольных труб, конструктивные формы из которых являются широко распространенными.

6. При назначении расчетных сопротивлений усталости отсутствует корректировка этих величин для учета масштабного фактора.

В европейских нормах (EN 1993-1-9) [6] используется совершенно другой подход к определению несущей способности стальных конструкций при воздействии динамических нагрузок. Проверка усталостной прочности производится по следующим формулам:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \cdot \gamma_{Mf} / \Delta\sigma_c \leq 1, \quad (2)$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \cdot \gamma_{Mf} / \Delta\tau_c \leq 1, \quad (3)$$

где  $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}$  и  $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}$  – расчетные значения размахов (амплитуды) нормальных и касательных напряжений;

$\gamma_{Ff}$  – частные коэффициенты безопасности эквивалентных размахов напряжений цикла с постоянной амплитудой;

$\Delta\sigma_{E2}$ ,  $\Delta\tau_{E2}$  – эквивалентные размахи напряжений цикла постоянной амплитуды на базе  $2 \cdot 10^6$  циклов:

$$\Delta\sigma_{E2} = (\lambda_1 \dots \lambda_i) \cdot \Delta\sigma; \Delta\tau_{E2} = (\lambda_1 \dots \lambda_i) \cdot \Delta\tau;$$

$\Delta\sigma$ ,  $\Delta\tau$  – размахи напряжений, вызванные расчетными динамическими нагрузками ( $\gamma_{Ff} \cdot Q_k$ ), определяемые в местах предполагаемого усталостного разрушения при упругой работе металла;

$Q_k$  – характеристическое (нормативное) значение отдельного временного воздействия;

$\lambda_i$  – эквивалентные коэффициенты повреждений;

$\Delta\sigma_c$ ,  $\Delta\tau_c$  – значения пределов выносливости при  $2 \cdot 10^6$  циклов, определенных с учетом размеров образцов и остаточных напряжений;

$\gamma_{Mf}$  – частный коэффициент безопасности для пределов выносливости. Значения этого коэффициента назначаются в зависимости от последствий разрушения конструкции («малые» или «большие») в пределах 1–1,35.

Предполагается, что  $\Delta\sigma$  и  $\Delta\tau$  – размахи главных напряжений. При наличии в сечении и нормальных, и касательных напряжений используется эквивалентный размах напряжений цикла:

$$\Delta\sigma_{eq} = 0,5(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2}). \quad (4)$$

При проверке усталостной прочности металла сварного шва учитывается два вида напряжения: равнодействующее напряжение, перпендикулярное оси сварного шва,

$$\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{lf}^2 + \tau_{lf}^2}$$

и касательное напряжение, параллельное оси сварного шва,

$$\tau_{wf} = \tau_{lf} ,$$

где  $\sigma_{lf}$  – нормальное напряжение, перпендикулярное плоскости среза,

$\tau_{lf}$  и  $\tau_{wf}$  – касательные напряжения, направленные перпендикулярно и параллельно оси сварного шва.

При знакопеременном цикле для элементов без сварных швов или со сварными швами, но со снятыми остаточными напряжениями, учитывая положительное влияние сжимающих напряжений на усталостную прочность, нормы допускают размах напряжений цикла определять как сумму наибольшего растягивающего напряжения и только 60 % сжимающего напряжения.

В EN 1993-1-9 пределы выносливости приведены в зависимости от конструктивных форм, вида сварных и болтовых соединений при количестве циклов  $2 \cdot 10^6$ . Всего в документе приведены пределы выносливости для 121 конструктивной формы применительно к основному металлу, металлу сварного шва и металлу болтов. Это значительно больше, чем в [4], где приведены только 32 конструктивные формы. Для стыковых сварных соединений делаются различия между сварными швами со снятыми выпуклостями и с не снятыми, при этом выпуклость сварного шва ограничивается, она не должна превышать 0,1 от ширины шва. К пределам выносливости привязаны требования к выполнению сварных соединений и необходимые технологические операции по их обработке. Так как сварочные напряжения зависят от толщины соединяемых элементов, то для корректировки предела выносливости используется поправочный коэффициент, равный  $(25/t)^{0,2}$ .

Для тавровых сечений приведены пределы выносливости для основного металла и наплавленного металла стыковых швов при действии только локальных сжимающих напряжений.

Некоторые замечания по методике изложений в EN 1993-1-9.

При расчете усталостной прочности по EN 1993-1-9 не учитывается такой важный параметр, как характеристика цикла. Например,

размах напряжений будет одинаковым при знакопеременном цикле, где, например,  $\sigma_{\max} = 100$  МПа, а  $\sigma_{\min} = -80$  МПа и при однозначном цикле, где  $\sigma_{\max} = -180$  МПа, а  $\sigma_{\min} = 0$ , и при цикле, где  $\sigma_{\max} = +180$  МПа, а  $\sigma_{\min} = 0$ , то есть не учитывается знакопеременность напряжений и знак напряжений (сжатие или растяжение). Правильность использования одного значения предела выносливости при разных характеристиках цикла экспериментально не подтверждается [2]. Здесь следует отметить, что напряжения  $\sigma_{\max}$  и  $\sigma_{\min}$  определяются от расчетных нагрузок, а не от пониженных, как это предусмотрено в [4].

Для определения расчетных значений размахов напряжений цикла используются эквивалентные коэффициенты повреждений ( $\lambda_i$ ), значения которых в данном документе отсутствуют. Для самостоятельного определения коэффициентов  $\lambda_i$  необходимо иметь накопленный опыт работы похожих конструкций и «историю нагружения», которая тоже определяется на похожих конструкциях. Как известно, наши проектные организации подобной информацией не располагают. Также в этом нормативном документе не приведено значение коэффициента безопасности ( $\gamma_{ff}$ ) и отсутствуют указания по его определению.

По тем характеристикам, которые приведены в таблицах по назначению пределов выносливости, остаточные (сварочные) напряжения могут быть учтены только в стыковых соединениях. В соединениях с применением угловых сварных швов это представляется невозможным, так как нет классификации соединений по размерам сечений сварных швов, от которых напрямую зависят сварочные напряжения.

Исходя из приведенных аналитических зависимостей, приведенный в EN 1993-1-9 расчет стальных конструкций на усталостную прочность производится без учета напряжений, создаваемых другими не переменными (не динамическими) нагрузками, влияние которых не подлежит сомнению: сжимающие напряжения повышают усталостную прочность, а растягивающие напряжения понижают.

Пределы выносливости, приведенные для тавровых сечений (сопряжение верхнего пояса подкрановой балки со стенкой) предполагают, что стенка находится под воздействием только сжимающих напряжений. В реальных условиях подкрановый рельс, как правило, смещен из плоскости стенки (это предусмотрено нормативными

документами) и поэтому в металле стенки и в металле сварного шва помимо сжимающих напряжений присутствуют напряжения, обусловленные крутящим моментом.

Приближенные сопоставительные расчеты усталостной прочности по методике, изложенной в СП и EN 1993-1-9, показывают, что результаты, полученные по EN 1993-1-9, имеют, как правило, значительно больший запас прочности, чем по СП. Следствием таких результатов является повышенный расход металла, но, с другой стороны, уменьшается вероятность появления отказов [7].

**Заключение.** Как следует из приведенных замечаний к существующим методикам расчета стальных конструкций на усталостную прочность, имеются параметры напряжено-деформированного состояния и геометрические величины, которые не учитываются при назначении предела выносливости конструктивной формы, что позволяет утверждать: существующие методики расчета являются условными.

Методика расчета, приведенная в EN 1993-1-9, имеет ряд преимуществ перед методикой, используемой в СП 16.1330.2017: частично учитываются сварочные напряжения и наличие дефектов, используется коэффициент масштабной корректировки, учитываются касательные напряжения и значительно расширен каталог конструктивных форм, для которых определен предел выносливости. Однако, использовать указанные преимущества для расчета стальных конструкций, изготавливаемых в нашей Республике, не представляется возможным, так как стали, применяемые в РБ, не соответствуют требованиям Еврокод 3 (см. EN 1993-1-1 п. 2.2 (2) и п. 3.2.3 (1) Р; EN 1993-1-9 п. 1.1 (4); EN 1993-1-10 п. 2.1 (3) Р).

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бельчук, Г. А. Сварные соединения в корпусных конструкциях. – Судостроение, 1969, С. 128.
2. Труфяков, В. И. Усталость сварных соединений / В. И. Труфяков. – Киев: Наук. Думка, 1973. – С. 216.
3. Клыков, Н. А. Чувствительность сварных соединений малоуглеродистых сталей к концентрации напряжений при циклических нагрузках / Н. А. Клыков, А. Г. Скребков // Автоматическая сварка. – 1967. – № 7. – С. 43–46.

4. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* : СП 16.13330. 2017. – М, 2017. – С. 148.

5. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* : СП 20.13330.2011. – М, 2011. – С. 79.

6. Проектирование стальных конструкций : EN 1993-1-9-2009\* : Часть 1-9 Усталостная прочность.

7. Евдокимов, В. В. Совершенствование метода расчетной оценки усталостной долговечности элементов стальных строительных конструкций на основе сопоставления российских и европейских норм. Промышленное и гражданское строительство / В. В. Евдокимов. – 2013. – № 12. – С.17–19.

УДК 692.21

## **СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В ОБЛАСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*ЖАБИНСКИЙ А. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время, в связи с постановлением Совета Министров Республики Беларусь № 517 от 7 июля 2019 г, идет процесс модернизации отечественных норм расчета строительных конструкций.

Пересматриваются строительные нормы (СН) обязательного применения СН 2.01.01-2019 «Основы проектирования строительных конструкций», утвержденные в 2019 г. и повторяющие требования Европейского стандарта ТКП EN 1990 с Национальными приложениями [1]. В новой редакции СН, кроме основных положений основ проектирования строительных конструкций принятых из европейских правил необходимо учесть ряд положений отечественных нормативных документов по нагрузкам и воздействиям и определению расчетных усилий в элементах каркаса промышленных зданий с крановым оборудованием, которые в [1] не рассматриваются. К ним относятся:

– введение понятия временных длительно действующих нагрузок и их сочетаний при определении расчетных усилий с учетом степени их воздействия;

– значения частного коэффициента по нагрузке для конструкций из сталей, которые неоднократно уточнялись, принять равным  $\gamma_f = 1,05$ , отражающий жесткие требования к изготовлению листового и профильного проката, а не 1,2, как это принято в предлагаемой редакции СН;

– понижающие коэффициенты сочетаний при определении расчетных усилий учитывать при двух и более временных воздействиях;

– при наличии на крановом пути одного крана вертикальные и горизонтальные крановые воздействия принимают без снижения;

– при двух и более мостовых кранов крановые воздействия на каркас промышленного здания необходимо определять с коэффициентами сочетаний, зависящие от режима их работы;

– особенности учета воздействий мостовых кранов на каркас промышленного здания при составлении расчетных сочетаний нагрузок (РСН), которые в европейских правилах [1, 2], в полной мере не изучены и не рассматриваются.

Следует отметить, что в европейских правилах [1] рассматриваются в основном вопросы проектирования гражданских зданий, мостов, а промышленные здания с крановым оборудованием не рассматриваются, в том числе и особенности сочетания нагрузок. В этой части накоплен огромный опыт отечественной школы проектирования, его надо использовать, апробированный длительным временем эксплуатации конструкций и подтверждающий высокий уровень их надежности.

Новые СН должны в полной мере обеспечивать единообразие подходов при определении нагрузок и воздействий, РСН для всех видов конструкций гражданского и промышленного строительства при проектировании, обследовании и реконструкции зданий и сооружений.

Основными документами при проектировании стальных конструкций являются строительные правила (СП), обеспечивающие положения и правила добровольного применения.

В 2012 г. был разработан технический кодекс установившейся практики ТКП 45-5.04-274-2012 [4], который детализировал проектирование стальных конструкций в соответствии с ТКП EN 1993 [3],

собранный в себе инженерный опыт передовых стран Европы. Этот документ полезен как с точки зрения нормативного, так и практического применения, гармонизирован со стандартами на материалы конструкций и соединений и их механическими характеристиками. Благодаря этому документу и ТКП EN 1993 [3] у нас появилась возможность проектировать качественно новые конструкции, что является неоспоримым плюсом международных стандартов.

Вторым документом являются строительные правила СП 5.04.01 «Стальные конструкции», которые разработаны на основе СНиП П-23-81\* [5] творческим коллективом ТКС 09 РУП «Стройтехнорм» научными работниками и специалистами БНТУ, БрГТУ, УП «Белпромпроект» и других институтов. Разработанные СП актуализированы с правилами расчета стальных конструкций согласно ТКП 45-5.04-274 [4], в основе расчетных предпосылок используются характеристические значения предела текучести и предела прочности стали. Следует отметить, что указанное СП дополняет ряд положений расчета на национальном уровне, которые не рассматриваются в Еврокодах, к ним относятся:

- определение расчетных длин: в Еврокодах реализован общий подход определения расчетных длин базирующийся на критических силах потери устойчивости по крутильной и изгибно-крутильной форме, в то время как в СНиП реализован этот принцип и определяются расчетные длины сжатых и изгибаемых элементов на основе табличных данных;
- определение расчетных длин ступенчатых колонн;
- расчет ступенчатых колонн, в том числе сквозного сечения, их узлов и элементов;
- предельные гибкости и предельные значения прогибов;
- расчет сечений из перфорированных и гофрированных элементов, сквозных стержней;
- принципы расчета и конструирования сварных соединений (угловых швов – по металлу шва и границе сплавления, что связано с национальными сварочными материалами) и болтовых соединений, принципами их расчета, в EN отсутствует класс прочности болтов 12.9 и др.

В настоящее время техническим комитетом ТКС 09 РУП «Стройтехнорм» подготовлена первая редакция СП 5.04.02 «Обследование и усиление стальных конструкций». В данном документе

установлены правила по обследованию стальных конструкций существующих зданий и сооружений различного назначения с целью оценки их технического состояния и проектирования усилений конструкций и элементов с дефектами и повреждениями для восстановления их эксплуатационных свойств и недопустимости наступления одного из предельных состояний. Они разработаны в соответствии с СН 1.04.01 2020 «Техническое состояние зданий и сооружений» и актуализированы с СП 5.04.01.

Следует отметить, что разработка указанных норм и правил позволит:

- устранить неразбериху при определении нагрузок и воздействий при расчете конструкций;
- здания и сооружения на внутреннем рынке строительных услуг проектировать на основе национальных технических правовых актов СП 5.04.01, что будет экономически целесообразно и менее трудоемко;
- при оказании услуг по проектированию стальных конструкций на европейском рынке, а также при экспертизе проектов, проектируемых и изготавливаемых зарубежными инвесторами, использовать ТКП EN 1993 [3] и ТКП 45-5.04-274 [4].

## СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1990-2011, Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
2. ТКП EN 1991-3-2009, Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия вызванные кранами и механическим обременением.
3. ТКП EN 1993-1-1-2009, Еврокод 3 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
4. ТКП 45-5.04-274-2012 Стальные конструкции. Правила расчета.
5. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования.

## **РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ С УЧЕТОМ ИХ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ**

*СЕМЕНЮК С. Д., КУМАШОВ Р. В., КОЗУНОВА О. В.*

Белорусско-Российский университет

Могилев, Республика Беларусь

Белорусский национальный технический университет

Минск, Республика Беларусь

Белорусский государственный университет транспорта

Гомель, Республика Беларусь

В покрытиях автомобильных дорог Беларуси все большее значение приобретает монолитный и сборный железобетон, способный воспринимать транспортные нагрузки большой интенсивности, скорости и грузоподъемности. При эксплуатации дорог передача нагрузки на плиту дорожного покрытия от колес автомобиля всегда будет вне оси симметрии конструкции, а также не исключена вероятность образования выбоин и других дефектов под основанием плиты, поэтому в ней будут проявляться изгибающие и крутящие моменты, а также поперечная сила. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из этих воздействий на несущую способность железобетонных плитных конструкций при их проектировании, изготовлении и эксплуатации.

**Статический расчет плиты на упругом основании.** Прямоугольная физически нелинейная анизотропная неоднородная плита на линейно-упругом однородном основании находится под действием вертикальной внешней нагрузки. Параметры плиты: длина  $b$ , ширина  $a$ , высота  $h$ , жесткости в различных направлениях:  $D_{11}, D_{12}, D_{21}, D_{22}, D_{33}$ . Физическая нелинейность обусловлена нелинейностью материала плит. Анизотропия и неоднородность плиты обусловлена образованием трещин в плите от действия произвольной нагрузки.

Линейно-упругое однородное основание моделируется как для линейно-упругого полупространства с постоянным модулем

упругости (деформации) этого пространства  $E_0$ . Коэффициент Пуассона упругого пространства  $\nu_0$  принимается постоянным.

Плита в плане разбивается на  $m \times n$  участков Б. Н. Жемочкина (рис. 1). В свою очередь каждый участок Б. Н. Жемочкина по высоте разбивается на  $k$  элементарных слоев. За неизвестные принимаем:  $R_i(x, y)$  – реактивные усилия в связи  $i$ -того участка Б. Н. Жемочкина.

Считается, что на контакте плиты с упругим основанием возникают только нормальные реактивные давления, силами трения пренебрегаем. Для плиты справедливы гипотезы теории изгиба; в контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам плиты.

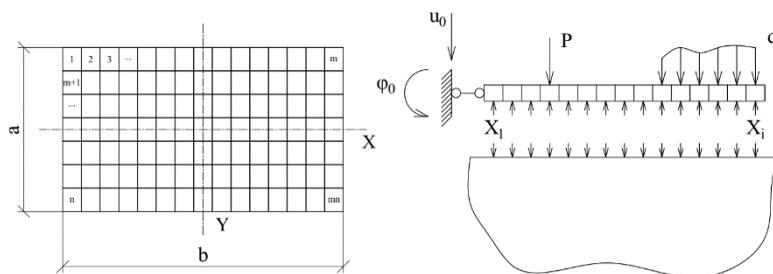


Рис. 1. Основная система способа Б. Н. Жемочкина

Согласно принятой деформационной модели, сечение участка Б. Н. Жемочкина рассматривается как совокупность элементарных площадок (рис. 2), в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными, а по высоте сечения элемента, связанные гипотезой плоских сечений [1].

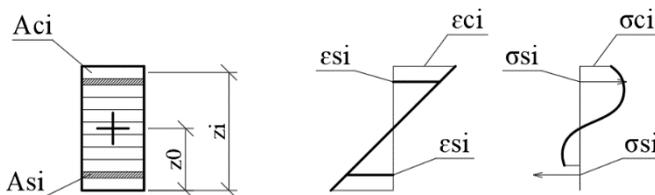


Рис. 2. Расчетное поперечное сечение и распределение деформаций и напряжений изгибаемого железобетонного элемента

На первой итерации при заданном усилии от внешней нагрузки задается положение центра изгиба сечения плиты в предположении упругой работы бетона и арматуры:

$$z_{0x} = z_{0y} = \frac{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i z_i}{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i}. \quad (1)$$

Определяются жесткости плиты и составляются канонические уравнения смешанного метода, выражающие условия совместности деформаций плиты и упругого основания. К этим уравнения добавляются уравнения равновесия. Получается такая система линейных алгебраических уравнений способа Б. Н. Жемочкина [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \left( \sum_{k=1}^n \delta_{ik} R_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0 + \Delta_{ip} = 0 \right); \\ - \sum_{k=1}^n R_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k + Q = 0. \end{array} \right. \quad (2)$$

После решения системы канонических уравнений (2) по найденным значениям реактивных усилий  $R_k$  находятся реактивное давление под плитой и распределение осадок  $S_k$ .

Коэффициенты при неизвестных усилиях в связях в системе зависят от прогибов плиты в основной системе смешанного метода и осадок упругого основания и определяются формулой [2]:

$$\delta_{ik} = w_{ik} + V_{ik}, \quad (3)$$

где  $w_{ik}$  – прогиб плиты в точке  $X_i$  в основной системе от действия  $R_k = 1$ ;

$V_{ik}$  – перемещение точки приложения  $X_i$  на границе основания от действия равномерно распределенного по участку усилия  $R_k = 1$ .

В соответствии с методом Ритца-Тимошенко прогибы срединной поверхности плиты с защемленной в начале координат нормалью от действия единичной сосредоточенной силы будем искать в виде конечного ряда по первым пяти частным решениям Клебша [3]:

$$\begin{aligned}
 W(x, y) = & C_{00} \cdot \left[ \left( \frac{x}{b} \right)^2 + \left( \frac{y}{a} \right)^2 \right] + C_{01} \cdot \left[ \left( \frac{x}{b} \right)^4 + \left( \frac{y}{a} \right)^4 \right] + \\
 & + C_{02} \cdot \frac{2 \cdot x \cdot y}{b \cdot a} \cdot \left[ \left( \frac{x}{b} \right)^2 + \left( \frac{y}{a} \right)^2 \right] + C_{03} \cdot \frac{x}{b} \cdot \left[ \left( \frac{x}{b} \right)^2 - 3 \cdot \left( \frac{y}{a} \right)^2 \right] + \\
 & + C_{04} \cdot \frac{y}{a} \cdot \left[ 3 \cdot \left( \frac{x}{b} \right)^2 - \left( \frac{y}{a} \right)^2 \right],
 \end{aligned} \quad (4)$$

где  $C_{00}, C_{01}, C_{02}, C_{03}, C_{04}$  – неопределенные коэффициенты;

$a, b$ , – полуширина плиты в направлении  $y$  и  $x$  соответственно.

Перемещение точки  $M(x, y)$  поверхности упругого полупространства при загрузении участка прямоугольной формы на этой поверхности равномерно распределенной нагрузкой с равнодействующей, равной 1, интеграл после вычисления имеет вид [2]:

$$\begin{aligned}
 W_M(x, y) = & \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta_x} \left[ \frac{y - d}{\Delta_y} \cdot \ln \frac{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - d)^2}} + \right. \\
 & + \frac{y - c}{\Delta_y} \ln \frac{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - c)^2}}{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \\
 & \left. + \frac{x - b}{\Delta_y} \ln \frac{y - d + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{y - c + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \right.
 \end{aligned}$$

$$+ \frac{x-a}{\Delta_y} \ln \frac{y-c + \sqrt{(x-a)^2 + (y-c)^2}}{y-d + \sqrt{(x-a)^2 + (y-d)^2}} \Big], \quad (5)$$

$$\Delta_x = b-a, \quad \Delta_y = d-c,$$

где  $a, b, c, d$  – координаты границ участка Б. Н. Жемочкина.

По значению осадок плиты определяются кривизна нейтральной поверхности плиты в двух взаимно перпендикулярных направлениях, относительное кручение и главные радиусы поверхности.

Далее по диаграмме деформирования бетона с учетом найденных относительных деформаций находим напряжения и секущие модули деформации в каждом элементарном слое, а также по формуле (1) уточненное положение центра изгиба сечения плиты  $z_{0x}, z_{0y}$ .

Если напряжения растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины в этой площадке. В дальнейших расчетах осевые жесткости этой элементарной площадки принимается равной нулю.

Найденные новые секущие модули деформаций вводятся в расчет в новом расчетном цикле, в котором уточняются положение нейтральной поверхности плиты, жесткости и осадки плиты.

Критерием окончания процесса последовательных приближений является сравнение осадок и главных радиусов кривизны на смежных этапах.

После окончания итерационного процесса в результате решения системы канонических уравнений (2) по найденным значениям реактивных усилий  $R_k$  находятся окончательные значения реактивного давления под плитой и распределение осадок  $S_k$ .

Тогда, по известной кривизне плиты определяем изгибающие и крутящие моменты, действующие в сечение плиты от заданных нагрузок.

**Конструктивный расчет плиты.** При конструктивном расчете плит рассмотрено четыре основных вида диаграмм деформирования бетона: в виде прямоугольника, билинейная, линейно-параболическая и нелинейная с ниспадающей ветвью. По первым трем видам диаграммы определена несущая способность железобетонных плит

методом предельных усилий. Расчеты приведены для двух случаев потери несущей способности железобетонного элемента: по растянутой арматуре (случай 1), по сжато-бетону (случай 2). Дополнительно выполнен расчет по нелинейной диаграмме с ниспадающей ветвью с использованием деформационной модели, которая позволяет наиболее точно определить НДС железобетонного элемента и его несущую способность [4].

В общем случае при определении сопротивления сечения, нормального к продольной оси элемента, площадь эпюры напряжений находится из выражения

$$A_{эн} = \int_0^{x_{eff}} \sigma(x) dx. \quad (6)$$

После чего, в зависимости от вида эпюры напряжений, определяется статический момент и центр тяжести эпюры напряжений.

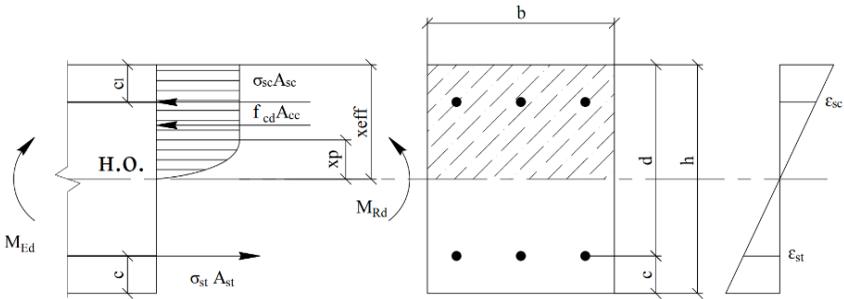


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при расчете по линейно-параболической модели

Для случая 1 высота сжатой зоны над трещиной находится из условия равновесия:

$$A_{эн} \cdot b + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_1}{d - x_{eff}} \cdot A_{sc} - f_{yd} \cdot A_{st} = 0. \quad (7)$$

Для случая 2 высота сжатой зоны над трещиной находится из условия равновесия:

$$A_{\text{эн}} \cdot b + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_1}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{sc} - f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d - x_{\text{eff}}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{st} = 0. \quad (8)$$

Максимальный изгибающий момент, который может воспринять сечение, находим как момент внутренних усилий относительно оси, проходящий через центр тяжести сечения растянутой арматуры.

Для случая 1 проверка предельного состояния несущей способности нормальных сечений производится из условия

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_{\text{эн}} \cdot b \cdot \left[ d - (x_{\text{eff}} - x_c) \right] + f_{yd} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_1}{d - x_{\text{eff}}} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1). \quad (9)$$

Для случая 2 проверка предельного состояния несущей способности нормальных сечений производится из условия

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_{\text{эн}} \cdot b \cdot \left[ d - (x_{\text{eff}} - x_c) \right] + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_1}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1). \quad (10)$$

При расчете пространственных сечений (рис. 4) при любой симметричной форме сечения высота сжатой зоны над трещиной находится из условия равновесия проекций всех внутренних сил на ось Y1:

для случая 1:

$$A_{\text{эн}} \cdot b_T - f_{yd} \cdot A_{sty} \cdot \sin\alpha - f_{yd} \cdot A_{stx} \cdot \cos\alpha - f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \sin\alpha + f_{yd} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1y}}{d_y - x_{\text{eff}}} \cdot A_{scy} \cdot \sin\alpha + f_{yd} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1x}}{d_x - x_{\text{eff}}} \cdot A_{scx} \cdot \cos\alpha + f_{ywd} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1wx}}{d_{wx} - x_{\text{eff}}} \cdot A_{swc} \cdot \sin\alpha = 0; \quad (11)$$

для случая 2:

$$\begin{aligned}
& A_{\text{эн}} \cdot b_T - f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_y - x_{\text{eff}}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{sty}} \cdot \sin\alpha - \\
& - f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_x - x_{\text{eff}}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{stx}} \cdot \cos\alpha - \\
& - f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_w - x_{\text{eff}}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{swt}} \cdot \sin\alpha + \\
& + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1y}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{syc}} \cdot \sin\alpha + \\
& + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1x}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{sxc}} \cdot \cos\alpha + \\
& + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{\text{eff}} - c_{1w}}{x_{\text{eff}}} \cdot A_{\text{swc}} \cdot \sin\alpha = 0.
\end{aligned}
\tag{12}$$

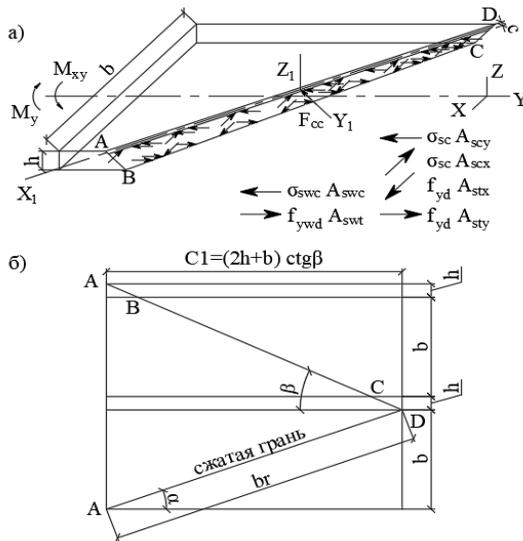


Рис. 4. Расчетная схема пространственного сечения при совместном действии крутящего и изгибающего моментов:

- a* – схема внешних и внутренних усилий;
- б* – развертка граней пространственного сечения

Максимальный изгибающий момент, который может воспринять сечение, находим как момент внутренних усилий относительно оси, проходящий через центр тяжести сжатой зоны бетона.

Для случая 1 проверка предельного состояния несущей способности пространственных сечений производится из условия

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} \leq M_{Rd} = & f_{yd} \cdot A_{sty} \cdot [d_y - (x_{eff} - x_c)] \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{yd} \cdot A_{stx} \cdot [d_x - (x_{eff} - x_c)] \cdot \cos\alpha + \\
 & + f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot [d_w - (x_{eff} - x_c)] \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2y}}{d_y - x_{eff}} \cdot A_{scy} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1y}| \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2x}}{d_x - x_{eff}} \cdot A_{scx} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1x}| \cdot \cos\alpha + \\
 & + f_{ywd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2w}}{d_w - x_{eff}} \cdot A_{swc} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1w}| \cdot \sin\alpha.
 \end{aligned} \tag{13}$$

Для случая 2 проверка предельного состояния несущей способности пространственных сечений производится из условия

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} \leq M_{Rd} = & f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_y - x_{eff}}{x_{eff}} \cdot A_{sty} \cdot [d_y - (x_{eff} - x_c)] \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_x - x_{eff}}{x_{eff}} \cdot A_{stx} \cdot [d_x - (x_{eff} - x_c)] \cdot \cos\alpha + \\
 & + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{d_w - x_{eff}}{x_{eff}} \cdot A_{swt} \cdot [d_w - (x_{eff} - x_c)] \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{eff} - c_{1y}}{x_{eff}} \cdot A_{scy} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1y}| \cdot \sin\alpha + \\
 & + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{eff} - c_{1x}}{x_{eff}} \cdot A_{scx} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1x}| \cdot \cos\alpha + \\
 & + f_{cd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{x_{eff} - c_{1w}}{x_{eff}} \cdot A_{swc} \cdot |(x_{eff} - x_c) - c_{1w}| \cdot \sin\alpha.
 \end{aligned} \tag{14}$$

По перечисленным методикам определены сопротивления нормальных и пространственных сечений для плит участка дороги с пороговыми неровностями испытательного полигона РУПП «БелАЗ»: ППН-1, ППН-2 ППН-3, ППН-4; а также для железобетонных плит покрытий временных (2ПП30.18-30) и постоянных (1ПП30.18-30) дорог по серии Б3.503.1-1.

Для рассмотренных плит и моделей расчета нормальных и пространственных сечений произведена оценка точности методом математической статистики [6].

За базовую методику принимались результаты расчетов по деформационной модели с использованием нелинейной эпюры напряжений. Точки, представляющие пары соответствующих значений  $(r_{ti}, r_{ei})$ , а также прямая  $r_e = b \cdot r_t$  изображены на диаграмме « $r_e - r_t$ » (рис. 5–10).

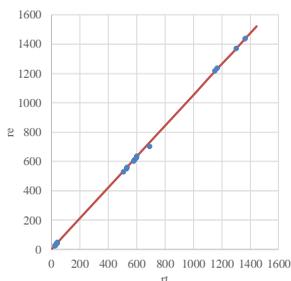


Рис. 5. Диаграмма « $r_e - r_t$ »  
(прямоугольная эпюра (случай 1) –  
 $R^2 = 0,9998$ ;  $\alpha = 46,489$ )

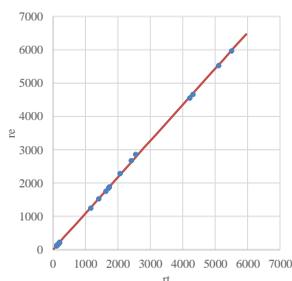


Рис. 6. Диаграмма « $r_e - r_t$ »  
(прямоугольная эпюра (случай 2) –  
 $R^2 = 0,9997$ ;  $\alpha = 47,429$ )

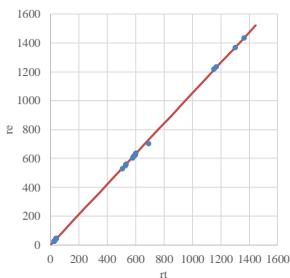


Рис. 7. Диаграмма « $r_e-r_i$ »  
(билинейная эпо́ра (случай 1) –  
 $R^2 = 0,9998$ ;  $\alpha = 46,465$  )

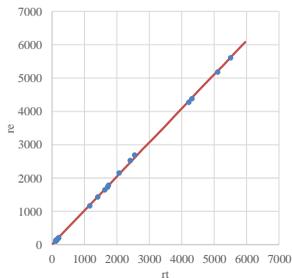


Рис. 8. Диаграмма « $r_e-r_i$ »  
(билинейная эпо́ра (случай 2) –  
 $R^2 = 0,9997$ ;  $\alpha = 45,639$  )

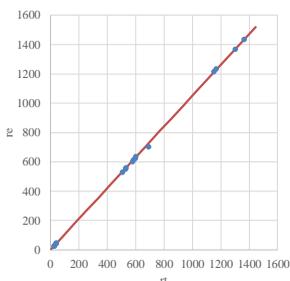


Рис. 9. Диаграмма « $r_e-r_i$ »  
(линейно-параболическая эпо́ра (случай 1) –  $R^2 = 0,9998$ ;  $\alpha = 46,435$  )

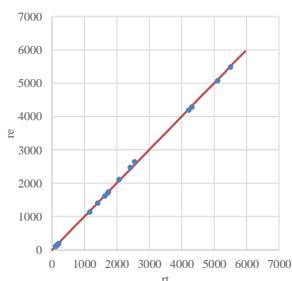


Рис. 10. Диаграмма « $r_e-r_i$ »  
(линейно-параболическая эпо́ра (случай 2) –  $R^2 = 0,9996$ ;  $\alpha = 45,075$  )

**Экспериментальные и численные исследования.** До проведения испытаний на площадке был выполнен комплекс инженерно-геологических изысканий.

Проведение натурных испытаний плиты на воздействие от колесной нагрузки осуществлялось путем искусственного задания ступенчатых нагружений статической нагрузкой (рисунок 11) [5].

В ходе экспериментальных исследований измерялись вертикальные осадки плиты. Измерение перемещений производилось 9 прогибомерами (6ПАО) с точностью 0,01 мм. Дополнительный прогибомер устанавливался на упорную конструкцию в точке приложения нагрузки для учета изгиба упорной конструкции.

По результатам натурных испытаний были построены изополя перемещений плиты при различных вариантах загрузки (рис. 12).

После проведения испытаний по методике статического расчета плит, выполнены численные исследования для центрального нагружения (рисунок 13). Расчет производился для каждой ступени нагружения. Модуль деформации грунта основания определен по результатам статического зондирования. При этом в расчет принимались три верхних слоя грунта.

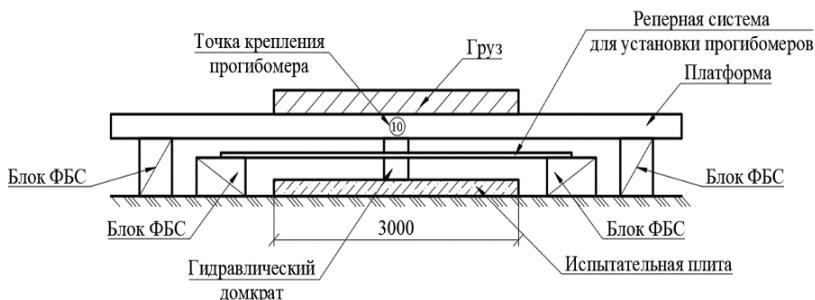


Рис. 11. Общий вид упорной конструкции

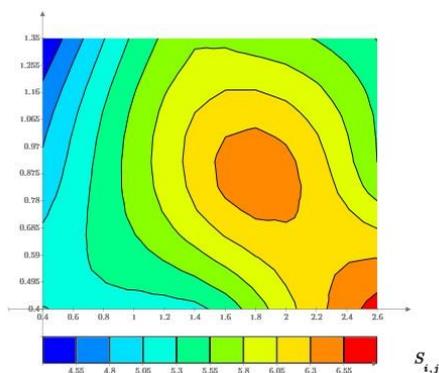


Рис. 12. Изополя осадок основания плиты (мм) по результатам эксперимента (центральное нагружение силой  $F = 100$  кН)

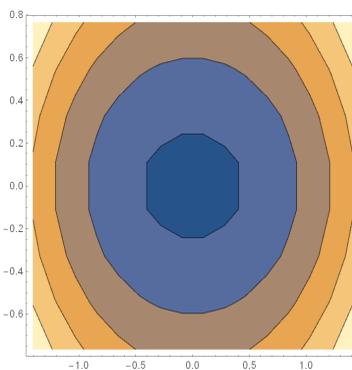


Рис. 13. Изополя осадок основания плиты (мм) по результатам численного исследования (центральное нагружение силой  $F = 100$  кН)  
 Ступень 10  $S_{max} = 3,722$  мм

При оценке точности в соответствии с требованиями [6] отклонение оценочной прямой от  $45^\circ$  составило  $12,9^\circ$  (рисунок 14). Отклонение можно объяснить нелинейным поведением грунта в реальности, в то время как при численных исследованиях используется линейная модель грунта.

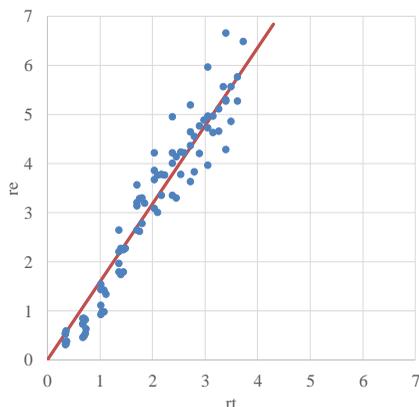


Рис. 14. Диаграмма « $r_e-r_t$ » –  $R^2 = 0,9297$ ;  $\alpha = 57,878$

Также выполнено сопоставление результатов расчета осадок с существующими методами расчета. При этом рассмотрены следующие методы:

- расчет способом Б. Н. Жемочкина изолированной прямоугольной железобетонной плиты с учетом ее физической нелинейности на упругом основании в программном пакете Mathematica;
- метод послойного суммирования по методике [7];
- расчет в линейной постановке с использованием ПК «Лира»;
- расчет в линейной постановке с использованием ПК «Plaxis 3D».

Сравнение результатов показало, что результаты расчета осадок способом Б. Н. Жемочкина достаточно близки по своим значениям к значениям осадок, вычисленным с использованием общеизвестных методов расчета. Показатель отклонения варьируется в пределах  $\Delta_f = 4-13\%$ .

### **Заключение.**

1. Разработана методика расчета физически нелинейных плит на линейно-упругом однородном основании, которая основывается на

способе Б. Н. Жемочкина. Этот подход позволяет полностью найти напряженно-деформированное состояние, внутренние усилия и осадки плиты.

2. При конструктивном расчете плит рассмотрено четыре основных вида диаграмм деформирования бетона: в виде прямоугольника, билинейная, линейно-параболическая и нелинейная с ниспадающей ветвью. По первым трем видам диаграммы определена несущая способность железобетонных плит методом предельных усилий. Дополнительно выполнен расчет по нелинейной диаграмме с ниспадающей ветвью с использованием деформационной модели.

Проведен сравнительный анализ данных методик расчета. За базовую модель принималась деформационная модель. Сравнение данных производилось путем построения диаграмм « $r_e-r_i$ » согласно методике, описанной в [6]. Разброс точек с координатами ( $r_{ii}$ ,  $r_{ei}$ ) относительно аппроксимирующей невелик, величина достоверности аппроксимации составляет 99 %, наклон аппроксимирующей к горизонтальной оси составил 46,4–47,4°.

3. Проведены натурные испытания плиты покрытия временных дорог 2ППЗ0.18-30 серии 3.503.1-1 при различных вариантах загрузки. Выполнены численные исследования и оценка точности методики предлагаемого статического расчета.

Полученные результаты сопоставлены с результатами по другим методам расчета. Сравнение результатов показывает, что: а) способ Б. Н. Жемочкина в общем позволяет довольно точно описать распределение осадок и реактивных давлений под плитой. Однако, значения осадок при численных исследованиях отличаются в среднем в 1,5 раза по сравнению с натурными испытаниями; б) при оценке точности в соответствии с требованиями [6] отклонение оценочно прямой от 45° составило 12,9°; г) результаты расчета осадок способом Б. Н. Жемочкина достаточно близки по своим значениям к значениям осадок, вычисленным с использованием общеизвестных методов расчета. Показатель отклонения варьируется в пределах  $\Delta_f = 4-13$  %.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\* Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.

2. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.
3. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Физ.-мат. изд-во, 1963. – 536 с.
4. Семенюк, С. Д. Расчетные модели железобетонных плит покрытия автомобильных дорог / С. Д. Семенюк, Р. В. Кумашов // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – Вып. 11. – С. 253-270
5. Семенюк, С. Д. Экспериментальные исследования осадок железобетонных плит покрытия автомобильных дорог и оценка точности расчетной методики / С. Д. Семенюк, Р. В. Кумашов. // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2020. – Вып. 12. – С. 185–208
6. ТКП EN 1990-2011 (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 70 с.
7. ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск, 2018. – 94 с.
8. Семенюк, С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании: монография / С. Д. Семенюк. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.
9. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Сеницын. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.

**АНАЛИЗ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА АНКЕРОВКИ  
НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ ПО СП 5.03.01-2020***ХОТЬКО А. А.*Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Расчет анкеровки арматуры в железобетонных конструкциях по методике СП 5.03.01-2020 принципиально не отличается от методик расчета анкеровки ненапрягаемых стержней согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 и СНБ 5.03.01. Требуемая базовая длина анкеровки ( $l_{b,rqd}$ ) вычисляется по формуле:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\varnothing}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right); \quad (1)$$

где  $\varnothing$  – диаметр стержня;

$\sigma_{sd}$  – расчетное напряжение стержня в сечении, от которого измеряется длина анкеровки;

$f_{ctd}$  – расчетное значение предельного напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном.

Величина  $f_{ctd}$  вычисляется по эмпирической формуле, и идентична для рассматриваемых нормативных документов:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}; \quad (2)$$

где  $f_{ctd}$  – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении;

$\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании;

$\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня [1].

При этом, в методике СП 5.03.01-2020 имеется некоторое отличие в схеме рис. 11.2, иллюстрирующей расположение рабочих стержней в зависимости от направления бетонирования, при котором значение  $\eta_1 = 1,0$  (касается ситуации, когда  $h > 600$ ). На схеме

указано, что хорошие условия сцепления в образцах с  $h > 600$  наблюдаются в нижних сечения элементов, за исключением верхней зоны, высотой, более или равной 300 (на рисунке указано  $\geq 300$ ), что на наш взгляд, не совсем понятно. Зона, конкретно, какой высоты будет иметь условия сцепления, отличные от хороших условий? Согласно данной схеме можно считать всю высоту сечения с условиями, отличными от хороших условий, так как эта высота будет больше 300.

Одним из отличий методики расчета анкеровки по СП 5.03.01-2020 является правило п. 11.2.4.1, согласно которому продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением, на расчетную длину анкеровки ( $l_{bd}$ ). На наш взгляд, данное правило является лишним, так как является частным случаем общего требования по расчетной длине анкеровки п. 11.2.7, зависящей от требуемой базовой длины анкеровки, которая определяется от сечения с расчетным напряжением в стержне ( $\sigma_{sd}$ ), а не с полным расчетным сопротивлением ( $f_{yd}$ ), которое вполне вероятно может и не достигаться в анкеруемых арматурных стержнях.

Расчетную длину анкеровки ( $l_{bd}$ ) определяют по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}. \quad (3)$$

Коэффициенты в формуле расчетной длины анкеровки учитывают влияние на сцепление арматуры с бетоном таких факторов, как формы стержней при достаточном защитном слое бетона ( $\alpha_1$ ), минимальную толщину защитного слоя бетона ( $\alpha_2$ ), влияние поперечной арматуры, не приваренной к рабочей ( $\alpha_3$ ), влияние одного или нескольких приваренных поперечных стержней вдоль расчетной длины анкеровки ( $\alpha_4$ ), и поперечного давления в плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки ( $\alpha_5$ ) [1].

Следует отметить резонным снятие в методике СП 5.03.01-2020 ограничения по минимальному значению коэффициента ( $\alpha_3$ ), которое было предусмотрено в ТКП EN 1992-1-1-2009, так как условие:

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7 \quad (4)$$

уже гарантирует от использования значения  $\alpha_3 < 0,7$ .

Однако, условие (11.7) для минимальной длины анкеровки при растяжении (при отсутствии других ограничений), во всех указанных нормативных документах выглядит следующим образом:

$$l_{b,\min} \geq \max [0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{мм}]. \quad (5)$$

Не совсем понятно, для чего в условии вводится одно из ограничений, равное  $0,3 l_{b,rqd}$ , потому, как следуя методике расчета даже при самых благоприятных условиях сцепления, самое минимальное значение произведения всех коэффициентов:

$$\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 0,343 > 0,3, \quad (6)$$

что уже гарантирует нас от возникновения ситуации, когда  $l_{bd} < 0,3 \cdot l_{b,rqd}$ .

Заслуживает внимания и коэффициент  $\alpha_5$ , зависящий от поперечного давления в плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки, и определяемый при растяжении по формуле:

$$\alpha_5 = 1 - 0,04P \quad (0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0) \quad (7)$$

где  $P$  – поперечное давление, МПа, в предельном состоянии несущей способности вдоль расчетной длины анкеровки [1].

Указанная зависимость предполагает уменьшение расчетной длины анкеровки по сравнению с требуемой базовой при увеличении поперечного давления. Влияние на сцепление поперечного (по отношению к продольной оси стержня) обжатия бетона отражено в исследованиях А. С. Залесова, Д. Н. Лазовского, Е. Ф. Лукьянова, К. Локке и др. [2, 3, 4]. Все исследования свидетельствуют об увеличении прочности сцепления с увеличением интенсивности обжатия до определенного уровня, после которого эффект увеличения прочности снижается. Показательными могут являться результаты экспериментальных исследований Лазовского Д. Н., Голубева К. К., Серякова Г. Н. [2].

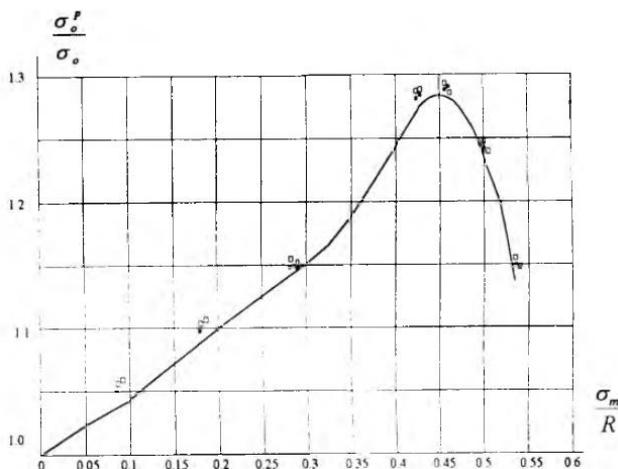


Рис. 1. Зависимость прочности сцепления от степени обжатия бетона согласно исследованиям [1]

По приведенной авторами опытной зависимости можно заметить, что с увеличением интенсивности обжатия бетона в пределах  $0,1-0,45f_{cm}$  прочность сцепления при выдергивании возрастает. Увеличение прочности достигает 30 %. Дальнейшее увеличение обжатия снижает его эффективность. Исследователи объясняют данный факт возникновением раскалывающих микротрещин в бетоне, в связи с чем, рекомендуют в опорных участках элементов не допускать сжимающих напряжений в бетоне выше  $0,5f_{cm}$  при расчетных нагрузках. Полученные в опытах данные свидетельствуют о том, что при поперечном давлении 6,8...11,25 МПа (в зависимости от прочностных характеристик бетона) достигается максимальное увеличение прочности анкеровки (в 1,3 раза), после чего дальнейшее увеличение поперечного давления снижает эффективность обжатия.

Представленная в нормативном документе зависимость коэффициента  $\alpha_5$  от поперечного давления ( $P$ ) показывает уменьшение значения коэффициента с 1,0 до 0,7 (повышение прочности анкеровки на 30 %) при увеличении поперечного давления от нуля до 7,5 МПа, после чего при дальнейшем увеличении поперечного давления, значение коэффициента  $\alpha_5$  остается неизменным и равным 0,7. То есть, ниспадающий участок графика, характерный для опыт-

ных данных, отсутствует. Данный факт может привести к тому, что при больших значениях поперечного давления, нормативный документ СП 5.03.01-2020 может выдавать заниженные расчетные значения длины анкеровки.

Указанные выше факты свидетельствуют о необходимости проведения дополнительных исследований прочности анкеровки ненапрягаемой арматуры.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Лазовский, Д. Н. Влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры / Д. Н. Лазовский, Н. Н. Голубев, Г. Н. Серянов // Бетон и железобетон. – 1996. – № 1. – С. 15–17.
3. Лукьянов, Е. Ф. Влияние поперечного обжатия на сцепление арматуры с конструктивным керамзитобетоном / Е. Ф. Лукьянов // Железобетонные конструкции. Экспериментально-теоретические исследования : сб. тр. – Куйбышев. 1984. – С. 120–131.
4. Залесов, А. С. Анкеровка продольной арматуры балок на свободных опорах / А. С. Залесов, Р. Ш. Шариков, С. Х. Гулалиев // Бетон и железобетон. – 1991. – № 3. С.19–21.
5. Холмянский, М. М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
6. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона. – Москва: Стройиздат, 1996. – 414 с.

## РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

УДК 620.179.14

### КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ МАГНИТНОГО СОСТОЯНИЯ ПРОТЯЖЕННОГО ФЕРРОМАГНИТНОГО ОБЪЕКТА СО СТРУКТУРНОЙ НЕОДНОРОДНОСТЬЮ

*СТРЕЛЮХИН А. В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Для решения ряда практических задач неразрушающего контроля представляет интерес расчет магнитного состояния ферромагнитного объекта, обладающего продольной структурной неоднородностью (например, прямошовных электросварных труб). В качестве методики расчета выбран метод пространственных интегральных уравнений, позволяющая проводить вычисления с учетом нелинейной зависимости магнитных характеристик материала от внешнего магнитного поля [1].

Для расчета используется дискретная математическая модель в предположении кусочно-постоянной аппроксимации компонент вектора намагниченности  $\vec{M}(M_r, M_\phi, M_z)$  по элементам разбиения образца. Результирующее поле в исследуемой области представляет собой векторную сумму полей, создаваемых системой намагничивания и самим ферромагнетиком:

$$\vec{H}(Q) = \frac{\vec{M}(Q)}{\square(\square)} = -\frac{1}{4\pi} \text{grad}_Q \int_{V_M} \vec{M}(Q) \text{grad}_N \left( \frac{1}{|r_{NQ}|} \right) dV_N + \vec{H}^J(Q), \quad (1)$$

$$\vec{B}(Q) = \frac{\mu_0}{4\pi} \left( \int_{V_M} \frac{[[\nabla \times \vec{M}(N)] \times \vec{r}_{NQ}]}{|r_{NQ}|^3} dV_N - \int_{S_M} \frac{[[\vec{n} \times \vec{M}] \times \vec{r}_{NQ}]}{|r_{NQ}|^3} dS_N \right) + \vec{B}^J(Q), \quad (2)$$

где  $\vec{H}(Q)$  – напряженность магнитного поля;

$\vec{B}(Q)$  – вектор магнитной индукции;  
 $\vec{M}$  – намагниченность материала;  
 $V_M$  и  $S_M$  – соответственно объем ферромагнетика и площадь его поверхности;  
 $Q$  – точка наблюдения;  
 $N$  – точка источника поля;  
 $\vec{n}$  – внешняя нормаль к поверхности  $S$  в точке интегрирования;  
 $\vec{r}_{NQ}$  – радиус-вектор из точки источника ( $N$ ) в точку наблюдения ( $Q$ );  
 $\vec{H}^J$ ,  $\vec{B}^J$  – напряженность и индукция магнитного поля, создаваемого внешним источником.

При построении модели полагали, что между материалом и зонной структурной неоднородности отсутствует переходной слой; образец является изотропным (в пределах элемента разбиения) и в исходном состоянии размагничен; намагничивание происходит по основной кривой намагничивания, которая будет различной в зависимости от того, принадлежит элемент разбиения основному металлу или зоне неоднородности. Магнитные свойства каждого элемента разбиения материала трубы и материала структурной неоднородности задавали, используя аппроксимирующие выражения для намагниченности по основной кривой намагничивания [2].

В модели использовался метод простой итерации. За начальное приближение принимались величины компонент вектора намагниченности, определенные по значениям поля внешнего источника. Полученные скорректированные значения компонент вектора намагниченности являлись новым начальным приближением для расчета. Решение считалось полученным, когда при сравнении значений намагниченности на двух соседних итерациях достигалась заданная точность. По рассчитанному распределению компонент вектора намагниченности в объеме ферромагнетика определяли значение компонент вектора напряженности магнитного поля в интересующей нас области.

Проверка результатов проводилась на полных цилиндрических объектах (коэрцитивная сила основного материала  $H_{cs} = 820$  А/м, структурной неоднородности  $H_{cs} = 3274$  А/м) при различных величинах намагничивающего поля и показала, что предложенная методика расчета позволяет качественно и количественно оценить про-

цессы, происходящие внутри ферромагнетика со структурной неоднородностью, а также рассчитать поле на его поверхности.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курбатов, П. А. Численный расчет электромагнитных полей / П. А. Курбатов, С. А. Аринчин. – М.: Энергоатомиздат, 1984. – 168 с.
2. Матюк, В. Ф. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков / В. Ф. Матюк, А. А. Осипов // Доклады НАН Беларуси. – 2004. – Т. 48. – № 5. – С. 43–45.

## РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 338.1  
ББК 65.053

### ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ЭКОНОМИЧЕСКОГО АНАЛИЗА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*АКСЕНЧИК О. В., ВОДНОСОВА Т. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В современных экономических условиях строительство играет значительную роль в развитии национальной экономики Республики Беларусь. В рыночных условиях залогом выживания и основой стабильного положения предприятия является его финансовая устойчивость. Она отражает состояние финансовых ресурсов, при котором предприятие, свободно маневрируя финансами, способно обеспечить бесперебойный процесс производства и реализации продукции, а также затраты на ее расширение и обновление, эффективно используя их. Для обеспечения финансовой устойчивости предприятие должно иметь гибкую структуру капитала, уметь организовать его движение таким образом, чтобы обеспечить постоянное превышение доходов над расходами с целью поддержания платежеспособности и создания условий для саморазвития.

Традиционно анализ проводится по данным периодической финансовой отчетности, то есть за прошедший период. Но любой руководитель, инвестор или акционер должен быть уверен в положительном прогнозе развития предприятия, то есть иметь заранее информацию о финансовом состоянии, перспективах консолидации на рынке, спросе на его продукцию и услуги и т. д. Такую уверенность может дать анализ финансово-экономической деятельности предприятия. В практике финансового управления в организации оценка должна проводиться оперативно для выявления отклонений и непредвиденных обстоятельств.

Строительство как вид экономической деятельности имеет ряд технико-экономических особенностей, что, в свою очередь, влияет на характеристики финансового состояния строительных организаций:

- длительный производственный цикл и, как следствие, низкая оборачиваемость вложенных средств;

- требуются значительные единовременные затраты на начальном этапе строительства;

- неравномерное распределение строительно-монтажных работ по видам и сложности их выполнения в анализируемом периоде;

- длительные сроки и большие суммы дебиторской и кредиторской задолженности из-за одновременного участия различных организаций в процессе строительства (генподрядчик, субподрядчики);

- искажение информации в бухгалтерской отчетности из-за отсутствия единых стандартов определения и учета выполнения строительно-монтажных работ и услуг в бухгалтерском и планово-экономическом отделах;

- имущественное положение строительной организации – малая фондоемкость, т. к. малые и средние строительные организации в основном арендуют или приобретают в лизинг оборудование у крупных организаций, управлений механизации.

Теория и практика экономического анализа развивается сразу в нескольких направлениях:

- разработка методов анализа показателей;

- изменение стандартных отчетных документов с целью повышения их аналитичности;

- разработка системы аналитических показателей (относительных и абсолютных), позволяющих уточнить экономическое состояние объектов анализа и направлений динамики его развития;

- разработка системы управленческого учета, позволяющей определить, параметры внутренних рисков объекта анализа финансово-хозяйственной деятельности предприятий;

- развитие подходов по выявлению так называемых «критических точек» – показателей, вызвавших негативные изменения, их оценка, определение приоритетности и характера воздействия на них;

- выработка критериев оценки, позволяющих оперативно отслеживать негативные тенденции экономического состояния объекта анализа финансово-хозяйственной деятельности;

– определение пределов качественных оценок экономического состояния строительной организации;

– разработка группировки затрат на основе взаимосвязи с объемом выполненных работ и ценами на строительную продукцию, а также учет всех затрат, связанных с привлечением различных средств в оборот организации (средства заказчиков, субподрядчиков, поставщиков, банковские средства и др.).

Реализуя каждое из указанных направлений, мы сталкиваемся с целым рядом трудностей, преодоление которых – тоже аналитическая задача. При решении задачи повышения аналитического качества документов необходимо, прежде всего, разработать системы экономических показателей, включающие не только стандартные отчетные данные, учитывающие требования конфиденциальности, но и качественные характеристики, позволяющие оценить динамику финансово-экономического состояния организации.

В свою очередь, система аналитических показателей постоянно развивается, что отражено в нормативных документах по анализу финансового состояния хозяйствующих субъектов [1, 2], так происходит и в практике экономического анализа. Формирование системы аналитических показателей, их определение и группировка в соответствии с этапами оценки – отправная точка проведения производственно-экономического анализа [3]. Однако расширение спектра используемых показателей не означает развития методологии анализа. Важно выделить не дублирующие показатели, а характеристики, позволяющие оценивать различные качественные признаки, использовать методы диагностики, факторную оценку не столько показателя, сколько явления, которое он характеризует, с обязательным выявлением степени выраженности изменений и возможных системных результатов [3, 4].

На наш взгляд, необходимо также развивать критериальные подходы для реализации анализа в экспресс-режиме, чтобы они оценивали не только вероятность банкротства, но и характер изменений в экономической деятельности организаций. Критерии оценки должны быть уточнены с точки зрения привязки к качественному состоянию финансово-экономического положения строительной организации, т. е. установления расчетных диапазонов этого состояния [5].

Отметим, что для строительной организации негативным является, прежде всего, нарушение темпов роста рентабельности затрат,

оборачиваемости материальных ресурсов, увеличение операционного и финансового циклов и т. д.

Если наблюдаются негативные изменения в деятельности предприятий, которые, как правило, носят системный характер, то следует искать характеристики, которые необходимо изменить в первую очередь, и разрабатывать поэтапный план этих изменений. Решение этих задач позволит не только развить теорию и методологию анализа, но и превратить его в важный инструмент управления, отбора и оценивания строительных предприятий на рынке подрядных работ и услуг. Ниже представлены основные схемы аналитических подходов – применительно к действующим нормативным документам и с учетом расширенного подхода к оценке финансово-экономического состояния строительной организации (рис. 1, 2).



Рис. 1. Нормативная методика проведения анализа финансового состояния и платежеспособности субъекта хозяйствования

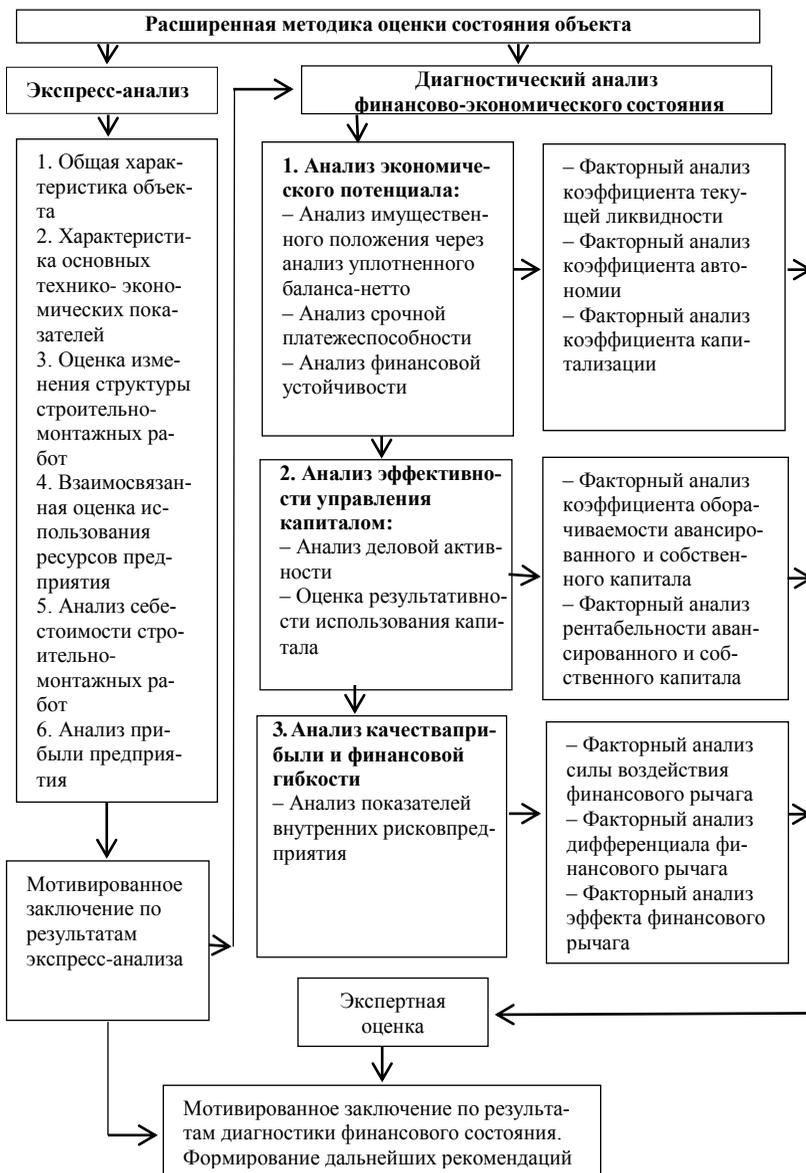


Рис. 2. Схема анализа финансово-экономического состояния

Когда проводится финансово-экономический анализ деятельности строительного предприятия мы сталкиваемся с неоднозначностью исходных данных, что может быть обусловлено несопоставимостью стоимостных показателей по уровню цен (для устранения применяем действующие или прогнозные индексы цен), а также вариантной интерпретацией динамики аналитических показателей.

Однако наибольшие трудности при анализе финансово-экономического состояния предприятия возникают при рассмотрении результатов анализа, потому что невозможно оценить динамику того или иного аналитического показателя без выявления силы и направленности определяющих его факторов. Значение показателей важно оценивать в контексте допустимых (рекомендуемых значений), что затруднительно, учитывая противоречия, существующие в действующих нормативных документах по анализу финансово-экономического состояния предприятий [6].

При анализе динамики экономического состояния строительных предприятий с использованием экономико-математических моделей отсутствуют исследования диапазонов значений этих критериев, связанных с качественной оценкой этого состояния. Отсутствует четкая процедура проведения экономического анализа при разработке бизнес-плана и внедрении системы управления проектами, что также приводит к вариантным оценкам. Отметим, что использование методов антикризисного прогнозирования может стать очень важным инструментом при выборе строительного подрядчика на рынке работ и услуг.

При проведении аналитических исследований специалистами кафедры экономики, организации строительства и управления недвижимостью БНТУ был получен ряд экономико-математических критериев оценки финансово-экономического состояния строительных организаций [7]. Полученный критерий апробирован на 10 строительных организациях Республики Беларусь, совпадение результатов диагностических и критериальных оценок получено в 67 % случаях. Но даже при такой высокой точности оценок применение критериального подхода не решает задачи улучшения экономического состояния объекта анализа, не устанавливает приоритеты порядка устранения проблем, возникающих в процессе финансово-хозяйственной деятельности. Каждый хозяйствующий субъект находится на определенной стадии финансового благополучия, но

данный критерий не позволяет оценить степень тяжести имевших место нарушений.

Чтобы получить качественные оценки необходимо выделить соответствующие значения критериальных результатов, что потребует значительного дополнения аналитической базы. На наш взгляд, дальнейшее развитие критериальных подходов должно идти в направлении разработки алгоритма нахождения порядка устранения нарушений финансово-экономического состояния строительного предприятия.

Одним из наиболее актуальных направлений является применение теории графов, позволяющей сравнивать эталонные и фактические матрицы (графы) для определения показателей, по которым разрывы с эталонными являются наибольшими [8]. Применение теории графов для оценки экономического состояния строительного предприятия, в то же время, выявило ряд вопросов. В частности, может быть несколько максимальных несоответствий со стандартом, или все несоответствия равны и возникает необходимость дальнейшей разработки алгоритма отбора нарушений и установления методов воздействия на них.

Дальнейшее развитие экономико-математического моделирования финансово-экономического состояния строительной организации происходит в направлении применения интеллектуальных систем в экономическом анализе [9]. Применение генетического алгоритма FSCGACA позволит значительно снизить трудоемкость оценки финансово-экономического состояния субъекта хозяйствования и сделать эту оценку более вариантной.

Для оценки финансового состояния промышленно-строительных холдингов, крупных многопрофильных компаний целесообразно использование т. н. стейкхолдеровских подходов, когда необходимо сочетать разнонаправленные стратегии и интересы участников [10].

На современном этапе развития рыночной экономики строительная организация взаимодействует с различными субъектами рыночных отношений – поставщиками строительных материалов, инвесторами, партнерами по строительной деятельности, банками и др.

Каждый участник этих отношений стремится получить полную и объективную информацию о реальном финансовом положении, результатах хозяйственной деятельности предприятий строительной отрасли.

Анализ финансово-экономического состояния организации является основным инструментом в предоставлении этой информации. Отметим основные направления развития методики анализа финансово-экономического состояния строительного предприятия:

- целесообразно разрабатывать и систематизировать критериальные модели, должным образом описывающие экономическое состояние различных участников строительного рынка Республики Беларусь с учетом их организационно-правовых форм и особенностей деятельности;

- критериальный анализ должен учитывать интересы взаимодействующих с организацией субъектов хозяйствования и применяться как для внутреннего так и для внешнего использования;

- при выборе критерия особое внимание следует уделять обособлению зон качественной оценки;

- анализ критериев должен дать возможность определять допущенные нарушения и позволить нам оценить степень данных нарушений;

- в заключении анализа необходимо определить программу мероприятий по устранению выявленных нарушений.

Разработка управленческого учета и отчетности актуальна, как в рамках экспресс-анализа, так и диагностики.

Важно развивать автоматизированные системы экономического анализа в направлении создания интеллектуальных систем в экономике. Необходима разработка методов диагностического анализа затрат строительной организации, эффективности использования ее ресурсов, прибыли, экономического потенциала и эффективности его использования.

Наиболее перспективными являются методы, сочетающие интеллектуальные алгоритмы с вариантным подходом к интересам всех участников строительного процесса.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Об определении критериев оценки платежеспособности субъектов хозяйствования. Постановление Совета Министров Республики Беларусь № 1672 от 12.12.2011 г. (зарегистрировано в НРПА РБ 2011 г. № 140, 5/34926) в редакции постановления № 48 от 22.01.2016 г. (зарегистрировано в НРПА РБ 2016 г. № 5/41599).

2. Инструкция о порядке расчета коэффициентов платежеспособности и проведения анализа финансового состояния и платежеспособности субъектов хозяйствования. Постановление министерства финансов и министерства экономики Республики Беларусь № 140/206 от 27.12.2011г./Зарегистрировано в НРПА 07.02.2012 г. № 8/24865.

3. Водоносова, Т. Н. «Особенности оценки текущей платежеспособности строительной организации» / Т. Н. Водоносова [и др.] / Материалы Международной научно–практической конференции «Экономика строительного комплекса и городского хозяйства», Минск, 5–8 декабря 2017 г. – Мн: БНТУ, 2018. – С. 68–72.

4. Водоносова, Т. Н. Развитие методики экономического анализа строительных организаций. Перспективы развития и организационно-экономические проблемы управления производством: Материалы Международной научно–технической конференции в 2–х томах. Белорусский национальный технический университет. – Т.1. – Минск: Право и экономика. 2015. – С. 110–120.

5. Водоносова, Т. Н. Анализ моделей прогнозирования банкротства на строительных предприятиях Республики Беларусь / Т. Н. Водоносова // Наука и техника: международный научно–технический журнал. – 2012. – №2. – С. 73–78.

6. Водоносова, Т. Н. Комбинированная методика экономического анализа / Т. Н. Водоносова, Е. В. Кишкевич // Наука и практика развития строительства: материалы студенческой научно–практической конференции, Минск, 21–25 марта 2017 г. / Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет ; ред. С. Н. Леонович и др. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 53–57.

7. Водоносова, Т. Н. Прогнозирование кризисного состояния строительной организации с использованием экономико-математического моделирования / Т. Н. Водоносова, С. Н. Костюкова, Н. А. Жук // Новая экономика: спецвыпуск. – 2019. – № 2. – С. 113–118.

8. Водоносова, Т. Н. Особенности экономического анализа финансового состояния строительных организаций / Н. С. Щитова, Т. Н. Водоносова // Новая экономика: спецвыпуск. – 2019. – № 2. – С. 146–151.

9. Водоносова, Т. Н. Нейронные сети в финансовом анализе предприятий / Т. Н. Водоносова, Т. Н. Нгуен // Актуальные проблемы экономики строительства: материалы 74–й научно-технической

конференции, Минск, 26–27 апреля 2018 г. / редкол.: О. С. Голубова [и др.]. – Минск: БНТУ, 2018. – С. 41–45.

10. Водоносова, Т. Н. Новый подход к оценке эффективности капитала предприятия / Т. Н. Водоносова, Ю. П. Таланова, Е. К. Сергиенко // Актуальные проблемы экономики строительства : материалы 74-й научно-технической конференции, Минск, 26–27 апреля 2018 г. / редкол.: О. С. Голубова [и др.]. – Минск: БНТУ, 2018. – С. 38–41.

УДК338.5:69(476)(075.8)

ББК 65.256я7

## **УЛУЧШЕНИЕ ПОДХОДА К АНАЛИЗУ ФИНАНСОВОГО СОСТОЯНИЯ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

*ВОДНОСОВА Т. Н., ПОДДУБНАЯ А. Г.*

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Процесс управления любым предприятием предполагает постоянный мониторинг результатов его деятельности с целью их корректировки для дальнейшего развития и поддержания конкурентоспособности, в частности, на рынке строительных услуг [1]. А потому в рамках финансово-экономического анализа, проводимого по схеме на рисунке 1, особое внимание уделяется экономическому потенциалу, а именно состоянию текущей платежеспособности и финансовой устойчивости предприятий.

Коэффициентной и факторной оценке платежеспособности и финансовой устойчивости субъекта хозяйствования предшествует анализ уплотненного баланса. Уже на этом этапе видна положительная и наоборот отрицательная динамика составляющих баланса, что позволяет поставить оценку наблюдаемым изменениям [3].

В первую очередь, в ходе оценки экономического потенциала внимание уделяется текущей платежеспособности (ликвидности) предприятия, как важнейшей составляющей конкурентоспособности строительной организации.

Платежеспособность предприятия играет ключевую роль при оценке качества его работы, особенно это важно для контрагентов, заинтересованных в осуществлении бесперебойных расчетов.



Рис. 1. Схема проведения финансово-экономического анализа строительных организаций

В общем случае платежеспособность представляет собой готовность и способность организации погашать свои срочные обязательства в заданном объеме в определенное время. Наиболее общим отражением срочной платежеспособности является коэффициент текущей ликвидности (формула 1), его дальнейший факторный

анализ с последующей экспертизой направления и силы действия факторов.

$$K_{т.л.} = \frac{КСА}{КСО} = \frac{З + ДЗ + ДС}{БК + СКА + УП}, \quad (1)$$

где КСА – краткосрочные активы; КСО – краткосрочные обязательства; З – запасы и приравненные к ним; ДЗ – дебиторская задолженность; ДС – денежные средства и их эквиваленты; БК – банковский капитал; СКА – средства контрагентов; УП – устойчивые пассивы.

Ликвидность предполагает возможность определенного актива трансформироваться в денежные средства. Соответственно, актив будет считаться более ликвидным, если скорость его перехода в денежные средства выше. А потому, анализ платежеспособности следует начинать с оценки долей денежных средств, запасов и дебиторской задолженности в составе краткосрочных активов.

Проблемы с платежеспособностью строительной организации можно отметить, если доля дебиторской задолженности превышает 1/3 или 33–35 % от размера краткосрочных активов предприятия, потому как достаточно большой размер средств в текущий момент времени не может быть использован для погашения возникающих обязательств перед контрагентами. Таким образом, рост дебиторской задолженности при оценке платежеспособности предприятия оценивается как негативная динамика показателя.

Немаловажно оценить и долю средств контрагентов в объеме краткосрочных обязательств. Ведь преобладающий размер таких средств является показателем зависимости предприятия от ресурсов предприятий-контрагентов. Помимо оценки состава краткосрочных обязательств, следует сравнивать динамику изменения объема выручки или объема реализованных строительно-монтажных работ с динамикой суммы средств контрагентов. Подтверждением проблем с самостоятельностью, а значит и финансовой устойчивостью, будет ситуация, в которой индекс роста средств контрагентов будет превышать индексы выручки от реализации [7].

В общем виде схему анализа срочной платежеспособности представим на рисунке 2.

В схеме используются следующие сокращения: п/с – платежеспособность;  $V_{смр}$  – объем выполненных строительно-монтажных работ в денежном выражении.

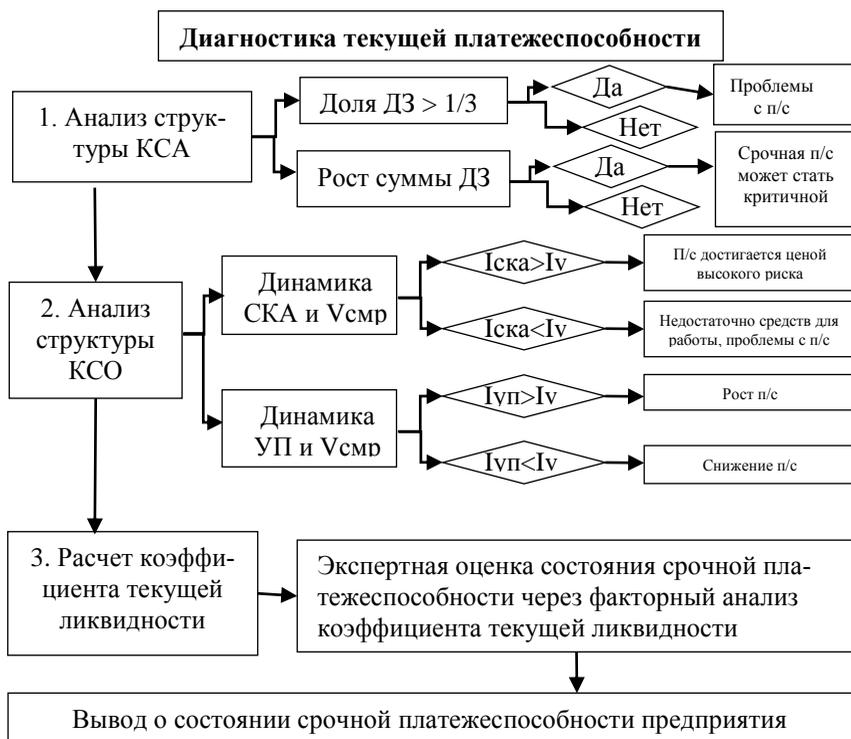


Рис. 2. Блок-схема анализа срочной платежеспособности строительной организации

Кроме того, оценка потенциала невозможна без анализа финансовой устойчивости или перспективной платежеспособности объекта анализа. Для этого используются различные характеристики [5], ключевыми из которых являются коэффициент автономии (финансовой устойчивости) и коэффициент капитализации (структуры капитала) с обязательной факторной оценкой.

До факторного разбора коэффициентов особое внимание следует уделить динамике изменения составляющих капитала предприятия. Положительной динамикой считается та, при которой рост собственного капитала достигается увеличением размера уставного

фонда и добавленного капитала. Рост доли фонда накопленных переоценок (добавочного капитала) негативным образом сказывается на оценке финансовой устойчивости, потому как не приводит к действительному росту собственного капитала предприятия [8].

Схема проведения анализа финансовой устойчивости предприятия приведена на рис. 3.

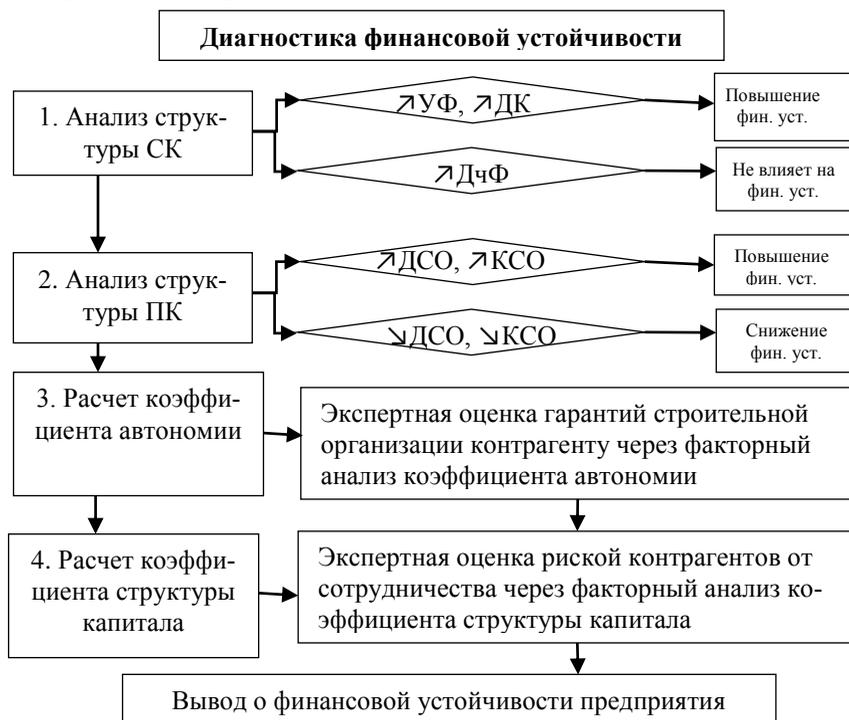


Рис. 3. Блок-схема анализа финансовой устойчивости строительной организации

Далее на примерах рассмотрим реализацию предложенной схемы анализа финансового состояния. Для этого будем рассматривать две организации, которые обозначим «Предприятие 1» и «Предприятие 2». Для этого в таблице 1 отразим фрагменты аналитического бухгалтерского баланса. В верхней ячейке строки приводятся данные по Предприятию 1, в нижней – по Предприятию 2 [2]. Банковский капитал рассматриваемыми предприятиями в анализируемом периоде не привлекался.

Таблица 1

Данные уплотненного аналитического  
бухгалтерского баланса предприятий

№ п/п	Показатель	Базовый период, тыс. руб.	Отчетный период, тыс. руб.	Доля в разделе (база / отчет)
<b>Краткосрочные активы</b>				
1	Запасы и приравненные к ним	1272,81	2406,8	0,152 / 0,206
		3114,1	6518,87	0,317 / 0,674
2	Дебиторская задолженность	7071,39	9236,75	0,845 / 0,792
		6518,87	3138	0,664 / 0,324
3	Денежные средства	28,76	24,5	0,003 / 0,002
		177,86	22	0,019 / 0,002
Итого по разделу		8372,96	11 668,05	
		9810,83	9678,87	
<b>Краткосрочные обязательства</b>				
1	Средства контрагентов	4868,71	7942	0,944 / 0,942
		12 250,7	11 412	0,954 / 0,960
2	Устойчивые пассивы	287,87	484,58	0,056 / 0,058
		591,08	471	0,046 / 0,040
Итого по разделу		5156,58	8426,58	
		12 841,78	11 883	
<b>Собственный капитал</b>				
1	Уставный фонд	1779,08	1779,62	0,357 / 0,299
		11 982,32	11 251	0,535 / 0,565
2	Добавленный капитал	2567,4	3222,69	0,515 / 0,541
		-220,46	-2780	-0,01 / -0,14
3	Добавочный фонд	642,91	957,8	0,128 / 0,160
		10 646,48	11 438	0,475 / 0,575
Итого по разделу		4989,39	5960,11	
		22 408,34	19 909	
Долгосрочные обязательства		-	-	
		6208	5069	
Краткосрочные обязательства		5156,58	8426,58	
		12 841,78	11 883	

Оценку платежеспособности, в соответствии со схемой, отраженной на рисунке 2, начинаем с разбора долей составляющих

краткосрочных активов. У Предприятия 1 сразу заметны проблемы с дебиторской задолженностью, размер которой составляет 84,5 % в базовом периоде и 79,2 % в отчетном, что уже сейчас демонстрирует отсутствие большинства оборотных средств у организации. И это вызывает потребность привлечения средств контрагентов для обеспечения текущей деятельности. Что касается Предприятия 2, наблюдаем схожую ситуацию, однако, в отличие от Предприятия 1, в отчетном периоде более половины дебиторской задолженности было погашено и это позволило приобрести запасы, немного поправив состояние платежеспособности. Тем не менее, Предприятие 2 продолжает сильно зависеть от средств контрагентов (96 % в отчетном периоде).

Перейдем к оценке срочной платежеспособности через факторный анализ коэффициента текущей ликвидности, где экспертным путем выставим оценки динамики факторов [6]. Результаты отразим в таблице 2. Получаем, что снижение размера дебиторской задолженности положительно влияет на платежеспособность субъекта хозяйствования. Наоборот ведут себя средства контрагентов, увеличение размера которых повышает реальную платежеспособность. Для получения оценки влияния изменения размера устойчивых пассивов (задолженность по оплате труда, налогам и сборам, а также по социальному страхованию), необходимо произвести сопоставление динамики изменения размера выручки и динамики изменения суммы устойчивых пассивов. Если индекс динамики устойчивых пассивов ниже, то реальная платежеспособность повышается, если динамика выручки оказывается ниже, платежеспособность снижается. У Предприятия 1 ситуация следующая:  $I_{\text{выр}} = 0,8325 < I_{\text{уп}} = 1,683$ ; у Предприятия 2 –  $I_{\text{выр}} = 0,3691 < I_{\text{уп}} = 0,797$ . Следовательно, в обоих случаях, сила влияния устойчивых пассивов будет негативно влиять на реальную платежеспособность предприятий.

Исходя из результатов, полученных в таблице 2, можем сделать вывод, что с коэффициентом текущей ликвидности, который должен был показать контрагентам платежеспособность предприятия, все не так просто. Снижение значения расчетного показателя и нахождение его все допустимых рамок совсем не означает невозможность строительной организации погашать обязательства [4]. Наблюдается важная связь платежеспособности предприятия с его финансовой устойчивостью, которая проявляется в чувствительно-

сти динамики средств контрагентов к динамике выручки от реализации. У обоих предприятий есть проблема с использованием привлеченных средств и существенной зависимостью от них. Если у Предприятия 2 наблюдаем замедленное реагирование снижения средств контрагентов на столь стремительно сокращение объемов выполненных строительно-монтажных работ, то Предприятие 1 на фоне снижения объемов работ привлекает все больше средств контрагентов и, по факту, старается заполнить этими ресурсами дебиторскую задолженность. Проследив такую связь, перейдем к оценке финансовой устойчивости через факторный анализ коэффициента автономии (результаты в таблице 3) и коэффициента капитализации (результаты в таблице 4). Это позволит представить предприятие с позиции оценки его контрагентами, а именно динамику предоставляемых гарантий и степени возможных рисков сотрудничества.

Таблица 2

Оценка влияния составляющих коэффициента текущей ликвидности на реальную платежеспособности строительных организаций

Аргументы/Факторы	Кт.л., i	Δ Кт.л.	Оценка реальной платежеспособности	
0. Базовая строка	1,624	–		
	0,764	–		
1. Δ Запасов	1,844	0,22	+	0,22
	0,800	0,036	+	0,036
2. Δ Дебиторской задолженности	2,264	0,42	–	–0,42
	0,537	–0,263	+	0,263
3. Δ Денежных средств	2,263	–0,001	–	–0,001
	0,525	–0,012	–	–0,012
4. Средств контрагентов	1,418	–0,845	+	0,845
	0,561	0,036	–	–0,036
5. Δ Устойчивых пассивов	1,385	–0,033	–	–0,033
	0,567	0,006	–	–0,006
Совместное действие факторов		–0,239		0,611
		–0,197		0,245

*Примечание:* Δ в таблице 2 и последующих обозначает «Изменение».

При экспертной оценке изменений показателей в факторном анализе любой рост суммы обязательств означает снижение самостоятельности организации. Увеличение реальных составляющих собственного капитала строительной организации (уставного фонда и добавленного капитала) расценивается положительно, потому как возрастает стоимость предприятия с позиции оценки его активов, а значит в критической ситуации контрагенты смогут рассчитывать на возмещение понесенных потерь. Добавочный фонд не отражает реально вложенные средства, поэтому действие этого фактора сводится к 0 и не влияет на оценку финансовой устойчивости.

Таблица 3

Оценка гарантий контрагенту строительной организации через факторный анализ коэффициента автономии

Аргументы/Факторы	$K_{авт, i}$	$\Delta K_{авт}$	Оценка гарантий контрагенту строительной организации	
0. Базовая строка	0,4918	–		
	0,5405	–		
1. $\Delta$ Уставного фонда	0,4918	0	+	0
	0,5229	–0,0176	–	–0,0176
2. $\Delta$ Добавленного капитала	0,5564	0,0646	+	0,0646
	0,4611	–0,0618	–	–0,0618
3. $\Delta$ Добавочного фонда	0,5874	0,0310	0	0
	0,4802	0,0191	0	0
4. Собственного капитала	0,5361	–0,0513	+	0,0513
	0,5110	0,0308	–	–0,0308
5. $\Delta$ Долгосрочных обязательств	0,5361	0	0	0
	0,5264	0,0154	+	0,0154
6. $\Delta$ Краткосрочных обязательств	0,4143	–0,1218	–	–0,1218
	0,5401	0,0137	+	0,0137
Совместное действие факторов		–0,0775		–0,0059
		–0,0004		–0,0811

По результатам расчетов в таблице 3 видим, что за незначительным снижением расчетного значения коэффициента автономии могут быть скрыты серьезные сокращения гарантий сотрудничества с организацией, как это происходит у Предприятия 2.

Таблица 4

Оценка рисков контрагентов через факторный анализ  
коэффициента капитализации

Аргументы/Факторы	Кстр.кап., i	Δ Кстр.кап.	Оценка рисков контрагентов	
0. Базовая строка	1,0335	–		
	0,8501	–		
1. Δ Средств контрагентов	1,6495	0,616	+	0,616
	0,7619	–0,0882	–	–0,0882
2. Δ Устойчивых пассивов	1,6889	0,0394	+	0,0394
	0,7565	–0,0054	+	0,0054
3. Δ Уставного фонда	1,6887	–0,0002	–	–0,0002
	0,7820	0,0255	+	0,0255
4. Добавленного капитала	1,4927	–0,196	–	–0,196
	0,8867	0,1047	+	0,1047
5. Δ Добавочного фонда	1,4138	–0,0789	0	0
	0,8515	–0,0352	0	0
Совместное действие факторов		0,3803		0,4592
		0,0014		0,0474

Источник табл. 1-4: собственная разработка автора.

В таблице 4 положительная оценка ставится при возрастании рисков, отрицательная – при их снижении.

Таким образом, видим, что, в целом, коэффициент капитализации отражает спокойствие контрагента при сотрудничестве, однако экспертная оценка позволяет уточнить степень риска. В рассмотренных случаях коэффициентом был недооценен риск сотрудничества.

По результатам диагностического исследования срочной платежеспособности предприятий можно сделать следующие выводы:

1) до расчета и факторного анализа коэффициентов текущей ликвидности, автономии и структуры капитала необходимо провести структурно-динамический анализ краткосрочных активов и пассивов предприятий (строительных организаций);

2) при выставлении экспертных оценок учитывается влияние изменения отдельного фактора на исследуемое явление. Так, рост дебиторской задолженности приводит к снижению срочной платежеспособности, а увеличение средств контрагентов, напротив, повышает возможности предприятия погашать свои текущие обяза-

тельства. Что касается финансовой устойчивости строительной организации, то на этапе экспертной оценки учитывается изменение реальных составляющих капитала (исключается фонд накопленных переоценок или добавочный капитал), рост которых свидетельствует о повышении финансовой устойчивости субъекта;

3) предлагаемый способ диагностики раскрывает важную связь между срочной платежеспособностью и финансовой устойчивостью, проявляемую во влиянии положительной динамики средств контрагентов на возможность в данный момент платить по возникающим обязательствам, так и появление зависимости от сторонних средств для поддержания текущей работы предприятия.

Итак, предлагаемый способ диагностики ключевых показателей работы строительной организации позволяет детально, достоверно посмотреть на явления срочной платежеспособности и финансовой устойчивости. И, как можно заметить на отраженных примерах, переворачивает представление о динамике исследуемых явлений, отличных от изменения значения расчетного значения коэффициентов.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бригхэм Ю. Финансовый менеджмент. 7-е изд. / Ю. Бригхэм, Дж. Хьюстон; пер. с англ. – СПб: Питер, 2019. – 592 с.

2. Водоносова, Т. Н. Анализ финансового положения строительных организаций при изменении их организационно-управленческой структуры / Т. Н. Водоносова, А. Г. Поддубная // Экономика строительного комплекса и городского хозяйства : материалы международной научно-практической конференции, Минск 3-6 декабря. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 44–58.

3. Водоносова, Т. Н. Комбинированная методика экономического анализа / Т. Н. Водоносова, Е. В. Кишкевич // Наука и практика развития строительства : материалы студенческой научно-практической конференции, Минск, 21–25 марта 2017 г. / Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет ; ред. С. Н. Леонович [и др.]. – Минск : БНТУ, 2017. – С. 53–57.

4. Водоносова, Т. Н. Недостатки использования нормативных показателей при оценке финансовой устойчивости строительной организации / Т. Н. Водоносова, А. М. Гаман, В. Е. Мартынова // Экономика строительного комплекса и городского хозяйства : материалы

Международной научно-технической конференции (Минск, 5–8 декабря 2017 г.) / Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет. – Минск : БНТУ, 2018. – С. 36–40.

5. Водоносова, Т.Н. «Особенности оценки текущей платежеспособности строительной организации» / Водоносова и др./Материалы Международной научно-практической конференции «Экономика строительного комплекса и городского хозяйства». Минск, 5–8 декабря 2017 г. – Минск: БНТУ, 2018: С. 68–72

6. Водоносова, Т. Н. Преимущества факторного анализа в оценке платежеспособности = Advantages of factor analysis in the estimation of paymentability / Т. Н. Водоносова, В. А. Грибанова, Т. С. Ковальчук // Экономика строительного комплекса и городского хозяйства : материалы международной научно-практической конференции / редкол.: О. С. Голубова [и др.]. – Минск : БНТУ, 2019. – С. 269–275.

УДК 624.2

## **К ВОПРОСУ ТИПОЛОГИИ И ПОТРЕБИТЕЛЬСКИХ КАЧЕСТВ ЖИЛЬЯ ИНДУСТРИАЛЬНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ**

*ПИЛИПЕНКО В. М., ТУРОВ В. Н.*

Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.

Минск, Беларусь

Типология и архитектура современного жилища, его потребительские качества формируются и развиваются под влиянием многочисленных факторов, включая социально-экономические, природные и исторические и пр. Человек формирует среду обитания развитием городов и поселений, инфраструктуры, технологий, интенсивным использованием природных ресурсов, увеличением энергообеспеченности производств, загрязнением окружающей среды и пр.

Задача создания комфортного и экологически безопасного жилья с учетом постоянно меняющихся внешних факторов, изменяющихся потребительских качеств, затрагивает целую гамму проблем, многие из которых требуют проведения соответствующих исследований и анализа.

К примеру, изучение влияния этажности на ощущение дискомфорта, человека, выполненные в г. Москве [1] указывают, что самой востребуемой этажностью домов является 8–14 этажей (46 %), более низкую этажность предпочитают 30 %, 21 % ориентирован на 15–24-этажные дома, меньше 3 % согласны жить в высотных зданиях.

В последние годы много претензий высказывается к типологии и объемно-планировочным решениям жилых домов массового строительства. Владельцы, после получения ключей от новой квартиры, выполняя перепланировку, зачастую снижают несущую способность конструктивных элементов здания. При этом нерационально используются строительные материалы, трудовые ресурсы, создаются социальные и экологические проблемы для жителей, вызванные сверхнормативным шумом, вибрацией, психоэмоциональным нагрузками и пр.

Нет единого мнения у специалистов и относительно установления обоснованных сроков эксплуатации жилья индустриального домостроения. Здания, составляющие городскую застройку относятся к долгоживущим сооружениям, вместе с тем их элементы имеют различные характеристики, как по прочности, так и по надежности, включая ресурс. Большинство зданий типовых серий являются долговечными, и с экономической точки зрения срок их эксплуатации должен быть достаточно продолжительным, однако существуют, как технические, так и экономические пределы сроков их эксплуатации.

Во многих случаях сроки службы зданий значительно превышают усредненные. На рис. 1 приведена усредненная кривая сроков службы жилых домов II группы капитальности и статистические данные о сроках службы зданий при обычных условиях эксплуатации [2]. Приведенные кривые характеризуют состояние зданий в различные периоды их существования с учетом войн – Первой мировой, гражданской и Великой Отечественной. Начальные отрезки статистических кривых имеют меньше колебаний, так как в первые десятилетия существования дом не подвергается ремонтным воздействиям и взаимное влияние его конструктивных элементов не сказывается на его общем состоянии.

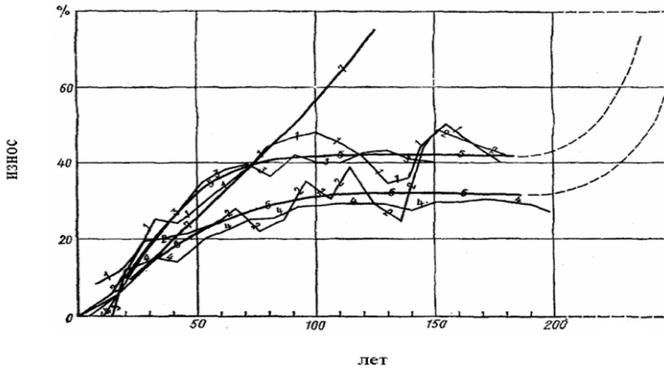


Рис. 1. Усредненные нормативные сроки службы зданий и статистические данные:  
 1 — возраст и износ московских домов массовой застройки;  
 2 — наиболее капитальные московские дома;  
 3 — дома в Архангельске, Свердловске, Ростове-на-Дону, Воронеже и Вологде;  
 4 — дома Ленинграда; 5 — средняя статистическая кривая;  
 6 — то же, для ленинградских и лучших московских домов;  
 7 — усредненная нормативная кривая для жилого фонда II группы капитальности

Представленные на рисунке кривые, характеризующие срок службы домов, позволяют сделать вывод о том, что здание, просуществовавшее 70 лет и более и имеющее при этом износ порядка 40 %, как бы стабилизируется, и его состояние в условиях дальнейшей эксплуатации остается без заметных изменений. Это, однако, общее заключение. Между тем конструктивная схема здания, материалы, из которых оно построено, в значительной степени влияют на продолжительность эксплуатации и показатели надежности как всего здания, так и его элементов.

Анализ данных по зданиям первых массовых серий свидетельствует, что доля несменяемых конструкций в этих домах достигает примерно 43–53 % (сюда относят фундаменты, стены, лестницы и др.). Остальные элементы заменяются по мере их износа при капитальных ремонтах и реконструкции в процессе эксплуатации зданий.

Срок эксплуатации жилых домов определяют несменяемые конструктивные элементы, несущие нагрузку. Эти конструктивные элементы, их процентное соотношение в общем объеме конструктивных элементов здания, закладываются при разработке конструктивно-технологической системы жилого дома.

Требования к типологии и объемно-планировочным решениям квартир сроков эксплуатации жилых домов индустриального строительства формируются и, в значительной степени, определяются экономическими возможностями страны и населения.

Обоснование типологии экономически и технически оправданных сроков эксплуатации жилых зданий индустриального домостроения является актуальной проблемой современного жилищного строительства, требующей проведения соответствующих исследований.

При длительной эксплуатации зданий имеет место не только физически износ, но и моральная деградация, т. е. не соответствие новым потребительским качествам, включая: объемно-планировочные решения квартир и здания в целом, архитектурный облик, энергетические характеристики здания, техническая оснащенность и пр.

Типология и потребительские качества регламентируются действующими на момент проектирования нормативной базой и законодательством, которые корректируются с развитием экономических возможностей государства и населения, условий быта, демографии, совершенствования строительной технологии и пр.

Типология жилища, постоянно развивающаяся категория. Опыт проектирования и строительства массового жилья в Республике Беларусь в последние десятилетия наглядно подтверждает это утверждение. К примеру, социальный стандарт по площади социального жилья в 2005–2010 гг. определял среднюю площадь однокомнатной квартиры 45–50 м<sup>2</sup>, двухкомнатной до 60 м<sup>2</sup> и трехкомнатной до 80 м<sup>2</sup>.

В настоящее время при снижении уровня льготного кредитования социальный стандарт по площади квартир существенно изменился. На рынке жилья востребованы однокомнатные квартиры общей площадью 30–32 м<sup>2</sup>, двухкомнатные до 45–50 м<sup>2</sup> и трехкомнатные до 65 м<sup>2</sup>.

Таким образом, подтвердился тезис о том, что типология и потребительские качества жилья во многом определяются уровнем социально-экономического развития общества, страны.

Жилье индустриального домостроения Республики Беларусь по типологии можно подразделить на секционные жилые дома, блокированные, коридорные и коридорно-секционные. Отмеченные группы жилых зданий строятся различной этажности: малоэтажные – 1–2 этажа, средней этажности 3–5 этажей, многоэтажные 6–9 этажей, повышенной этажности до 19 этажей и высотные более 19 этажей.

Наиболее распространены в республике секционные жилые дома, при этом строятся как односекционные - точечные, так и многосекционные. Блок-секции таких жилых домов различаются по набору квартир и по их расположению в плане: на торцевые левые, торцевые правые и рядовые. При этом здания до 5 этажей проектировались и строились, как правило, без лифтов, свыше 5 этажей в планировочной структуре присутствует лестнично-лифтовой узел.

Жилые дома коридорного типа строятся для малосемейных социальных групп населения, такую же планировочную структуру имеют общежития, гостиницы.

Коридорно-секционная планировочная схема присутствует в республике в ограниченном объеме, такая планировка увеличивает нагрузку на лестнично-лифтовой узел.

Отмеченные объемно-планировочные схемы жилых домов реализуются в следующих конструктивно-технологических решениях: Продольно-поперечная – к этой конструктивно-технологической системе можно отнести большинство серий крупнопанельного домостроения – 111–90, 464, 152 и пр.

Недостатком продольно-поперечной конструктивно-технологической системы в крупнопанельном исполнении является их «жесткая» планировочная структура, когда наружные и внутренние стены здания являются несущими, что существенно затрудняет или полностью исключает возможность вносить изменения объемно-планировочных решений квартир при реконструкции жилья.

Более гибкой является продольная объемно-планировочная схема. В крупнопанельном исполнении этой схемы несущими стенами являются продольные наружные и внутренние стены, что позволяет при необходимости изменять объемно-планировочные решения квартир, не затрагивая несущих элементов жилого дома. Продольную объемно-планировочную схему имеет типовая серия 111–108 Витебского домостроительного комбината.

Каркасные, конструктивно-технологические системы жилых домов в республике проектируются преимущественно на базе монолитного, сборно-монолитного, сборного железобетонного каркаса и деревянного каркаса в малоэтажном строительстве.

Государственным предприятием «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.» разработана, так называемая, каркасно-панельная типовая серия на базе серии 111-90 Могилевского ДСК.

Каркасные решения позволяют без изменения базовой конструктивной системы здания проектировать жилье различного уровня комфортности и социальной направленности. Каркасная и каркасно-панельная конструктивно-технологические системы позволяют с минимальной трудоемкостью изменять объемно-планировочные решения квартир в процессе реконструкции жилья, обеспечивая запросы различных социальных групп населения.

Конструктивно-технологические системы из мелкоштучных материалов как правило имеют жесткую планировочную структуру, такие системы имеют применение в основном при малоэтажном и среднеэтажном строительстве.

Градостроительная целесообразность требует проектирования и строительства жилых домов, различных конструктивно-технологических систем и этажности, включая жилые дома повышенной, средней этажности, малоэтажные.

Вместе с тем отечественная практика массового жилищного строительства позволяет констатировать, что в стоимостном показателе выигрывают жилые дома 9–10 этажей индустриального строительства. Отдельные авторы утверждают, что современным требованиям наиболее полно отвечают трех-четырёхэтажные блочированные дома, где плотность жилищного фонда может достигать нормативной плотности, принятой для 9–10-этажной застройки [3]. При этом многоэтажные и особенно высотные дома признаются в социальном плане как менее благоприятные.

При различных подходах к проблеме развития массового жилищного строительства большинство специалистов едины в том, что при разработке типологии и структуры массовой жилой застройки необходимо исходить из условия его социальной восприимчивости, экономических возможностей государства и населения, технологической возможности производственной базы жилищного строительства и пр.

Проведенная в республике модернизация базы индустриального домостроения, на основе современных гибких технологий позволяет проектировать и строить жилые дома с квартирами различных объемно-планировочных решений, в т. ч. малометражные квартиры, квартиры стандартных потребительских качеств и с улучшенным качеством. Опыт реконструкции массового жилья, построенного в 60–80 и последующие годы двадцатого столетия показал, что кон-

структивно-технологические системы жилых домов, имеющие жесткую планировочную структуру (несущие внутренние и наружные стены) требуют значительных материальных, трудовых и финансовых затрат в ходе реконструкции, при этом не всегда имеется возможность изменять объемно-планировочные решения квартир с учетом новых, современных требований.

Развитие городов и поселений Республики Беларусь на современном этапе должно происходить с ориентацией на будущее с учетом концепции устойчивого развития страны и регионов.

Жилые дома относятся к капиталоемким и долгоживущим объектам, которые в период жизненного цикла проходят периодическую модернизацию, приобретая новые потребительские качества.

Отмеченная модернизация, как показывает опыт реконструкции и модернизации массовой жилой застройки 60–80 гг. двадцатого столетия, включает комплекс организационно-технических мероприятий по изменению объемно-планировочных решений квартир и зданий, архитектурного облика, энергетических характеристик, инженерного оснащения и пр. В этой связи проектируемые и строящиеся жилые дома индустриального домостроения должны обладать свойством адаптации к выполнению отмеченного комплекса мероприятий, т. е. обеспечивать возможность производить модернизацию с минимальной трудоемкостью и стоимостью.

Таким образом типология и конструктивные системы жилых зданий на базе которых разрабатываются современные серии индустриального домостроения должны быть «открытые» для реализации комплекса мероприятий по модернизации жилья в будущем.

Удовлетворение многообразию требований, предъявляемых к жилью на этапе строительства и, вместе с тем, необходимость его модернизации в будущем, в том числе выполнение требований концепции устойчивого развития жилой среды, свидетельствуют о необходимости разработки современной долгосрочной комплексной программы устойчивого развития жилищного строительства на основе концепции современного жилого дома, как открытой адаптивной конструктивно-технологической системы.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Чистякова, С. Б. Здоровье населения России – стратегия развития среды жизнедеятельности / С. Б.Чистякова // Здоровье насе-

ления – стратегия развития среды жизнедеятельности. Сборник статей к общему собранию РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. – Т.1 – М., 2008. – С. 4–17.

2. Кутуков, В. Н. Реконструкция зданий / В. Н. Кутуков. – Москва: Высшая школа, 1981. – С. 263.

3. Воронков, В. В. Структура массовой жилой застройки и экология жилой среды / В. В. Воронков // Здоровье населения – стратегия развития среды жизнедеятельности. Сборник статей к общему собранию РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. – Т.1. – М., 2008. – С. 240–245.

УДК 624.2

## **ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ BIM В УПРАВЛЕНИИ ЗАТРАТАМИ НА СТРОИТЕЛЬСТВО**

*ВАН СЯНЬПЭН, ЛЕОНОВИЧ С. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В век информации технология BIM-моделирования стала неотъемлемой частью строительной инженерии. На данном этапе сочетание технологии BIM и управления затратами на инженерные работы является основной проблемой реформы управления затратами на строительство; в данной статье в основном рассматривается технология BIM, анализируются определение концепции и характеристики, анализируется статус-кво управления стоимостью китайско-белорусского проекта, а затем предлагается относительно подходящая стратегия применения технологии BIM в управлении стоимостью строительства для содействия развитию информационной модели управления стоимостью строительных проектов.

С развитием 21-го века он вступил в эру цифровых информационных технологий, для быстрого развития строительной отрасли, технология BIM за последние пять лет, чтобы полностью проникнуть во все аспекты основных строительных проектов. Он сохраняет фактическую информацию о строительном проекте в виртуальной модели, а затем реализует виртуальное строительство, модели-

рование строительства, управление эксплуатацией и техническим обслуживанием строительного проекта на компьютере. Это визуальный цифровой метод строительства. С наступлением эры больших данных строительные проекты в меньшей степени зависят от данных накопленного инженерами опыта. Двумерные чертежи, используемые в строительстве, и традиционные бумажные хранилища данных постепенно заменяются. В целях содействия здоровому и устойчивому развитию строительной отрасли, Технология BIM постепенно использовалась на всех этапах проекта, поэтому применение технологии BIM для управления стоимостью строительного проекта может не только повысить общую эффективность и качество управления затратами, но и придать импульс повышению экономических выгод от строительства. строительные предприятия.

**1. Определение и использование технологии BIM.** BIM – это и технология, и процесс, который может всесторонне собрать информацию о процессе эксплуатации здания и сопутствующей информации, а затем представить его в цифровой форме. Это новая форма интеллектуального технического управления, которая в основном используется в инженерно-строительном проектировании и управлении затратами и обычно основана на построении моделей в управлении инженерно-строительной информацией. Технология BIM может эффективно интегрировать различные части стоимости строительного проекта и в то же время использовать трехмерную технологию для разработки соответствующей информации о данных строительного проекта, чтобы удовлетворить потребности интеллектуальных строительных проектов.

Технология BIM может реализовать диверсификацию и трехмерное представление архитектурных эффектов. Эта технология может интегрировать различную информацию о проекте строительства, а затем построить трехмерную модель, которая может быть визуализирована с помощью технологии моделирования [1]. Технология BIM обладает многими характеристиками, такими как совершенство информации, единство информации, визуализация и моделирование. Совершенство информации в основном отражается во всестороннем описании инженерной информации; функции визуализации, такие как строительные чертежи и информация о компонентах, играют большую роль в строительной инженерии. Кроме того, технология BIM позволяет осуществлять коммуникацию во

время проектирования и строительства проекта в визуальном состоянии. Кроме того: 1) В технологии BIM используются интеллектуальные цифровые технологии для выявления трудностей строительных проектов, что упрощает их изучение инженерами предприятий. 2) Технология BIM также может реализовать совместное использование большого количества ресурсов, что может удовлетворить потребности персонала в разных отделах инженерного предприятия для извлечения данных, тем самым обеспечивая унификацию данных о затратах на инженерные работы, обрабатываемых внутренним персоналом инженерного предприятия. Технология 3) BIM может реализовать функцию хранения данных и обеспечить техническую поддержку для последующего управления стоимостью проектов интеллектуального строительства [2].

**2. Основная технология BIM.** BIM означает информационную модель здания, модель, которая подчеркивает интеграцию соответствующей информации обо всем жизненном цикле строительства проекта, то есть на основе трехмерной модели (3D) измерение периода строительства может быть добавлено в форму 4D-модель, а интегрированная информация об измерении затрат может построить 5D-модель и даже достичь. Эффект от ND-модели в конечном итоге достигается с помощью модели для информационного взаимодействия и совместной работы [3]. Ее техническое ядро лежит в трехмерных наблюдаемых, параметрическое моделирование и проверка коллизий.

**2.1. Параметрическое моделирование.** Существуют очевидные различия между методами параметрического моделирования BIM и традиционным программным моделированием САПР. Ключевым содержанием моделирования BIM являются параметры. При создании конкретных графических элементов определяется взаимосвязь между всеми компонентами модели. Однако при использовании программного обеспечения САПР для операций моделирования координатная геометрия используется для завершения создания графических элементов. В модели BIM графические элементы могут отображаться в виде компонентов, и в то же время соответствующие параметры могут быть разумно отрегулированы, а различия между компонентами могут быть выражены интуитивно.

**2.2. Трехмерная наблюдаемая.** С помощью технологии BIM можно создать трехмерную модель здания, чтобы люди могли ин-

туитивно видеть общий вид и визуализацию здания, а также показать план проекта. Использование технологии BIM позволяет людям понять дизайнерские концепции и идеи. Кроме того, с помощью технологии BIM можно также получать информацию о данных обо всех аспектах проекта, осуществлять определенную коммуникацию и интеграцию, а также реализовывать визуализацию как в процессе моделирования, так и в результатах моделирования, поэтому предприятия могут использовать функция визуализации BIM-моделирования для инженерного проектирования и редактирования, а также принятия решений и других работ.

**2.3. Проверка столкновений.** На стадии проектирования инженерных проектов проверки на коллизии используются чаще, в основном для проверки целесообразности разработки компонентов каждой специальности. Избегайте конфликтов между компонентами на последующем этапе строительства. Тесно вместе каждая профессиональная модель BIM, а затем размер и использование программного обеспечения для обнаружения столкновений на космическом уровне и развертывание сбоев, проверяющих других специалистов, а также для обнаружения и решения потенциальных проблем. Кроме того, использование технологии BIM может также реализовать координацию между общим управлением стоимостью проекта и дизайном, а также облегчить последующие конструктивные изменения и в корректировку цен инженерной величины [4].

**3. Статус-кво китайско-белорусского управления затратами на технологию BIM.**

**3.1. Анализ текущего состояния управления затратами на технологии BIM в Китае.** Этап Чжун Го строительный инжиниринг весь процесс режима управления затратами, это весь процесс стоимости строительства от этапа принятия решения по проекту до завершения проекта и принятия разумных цен и эффективного контроля, использования фиксированных цен и сосуществования счетов-фактур, весь процесс управления затратами. Метод фиксированных цен в основном рассчитывается фиксированной суммой инженерных проектов, снова обращаясь к административному департаменту строительства провинции, выданным затратам на рабочую силу, материальным затратам, информации о ценах на плату за использование оборудования и рыночным ценам за тот же период, чтобы получить прямые затраты; затем косвенные затраты расчисли-

тывается на основе ставок, прибыли и налогов; наконец, суммируйте и определите базовую цену или цену предложения. Метод ценообразования для количественного списка проекта заключается в том, что участник торгов сам или поручает квалифицированной консультационной компании по стоимости подготовить количественный список проекта, отражающий потребление объекта проекта и измерить потребление, и предоставить его участнику торгов как часть тендерной документации, и участник торгов будет основывать его на количественном списке проекта Метод ценообразования независимого предложения.

Из-за большого количества агентств по управлению инженерными затратами с несколькими отделами, несколькими квотами, несколькими данными и несогласованными списками нельзя напрямую обмениваться данными. Различным подразделениям и правительственным ведомствам сложно координировать и общаться друг с другом, и это сложно, невозможно поделить инженерной информацией на рынке. Несмотря на то, что правительство принимает сочетание динамических и статического управление затратами методов, из-за различия в уровнях экономического развития в различных регионах, в правилах расчета Инженерных величин также различны, а средняя социальная стоимость и средняя производительность труда в бюджете проекта Показатели квот и потребления в регионе также различаются. Это то же самое, хотя рыночная цена динамически корректируется поэтапно или ориентировочная цена публикуется ежемесячно или ежеквартально, ориентировочный коэффициент корректировки публикуется регулярно или нерегулярно, а список квоты стоимости проекта составляются, анализируются и определяются. Однако из-за быстрого обновления цен на строительные материалы и очевидного запаздывания данных опубликованный прайс-лист по-прежнему не может предоставить точную информацию о смете затрат на проект.

В эпоху САПР в строительной инженерии Китай уже использовал компьютерное программное обеспечение для ценообразования «Shenji Miaoshu, Xing'an Deli» и т. д.

Хотя это программное обеспечение может напрямую устанавливать квоты и рассчитывать стоимость, статистика объема инженерных работ все еще должна быть завершена, вручную, и персонал не может реально подсчитать инженерный объем. Освободился от тя-

желой работы. Статистика некоторых инженерных величин и расчет канавок по-прежнему требуют ручных расчетов, а современные крупномасштабные строительные проекты становятся все более сложными, и существует острая потребность в программном обеспечении для трехмерных расчетов, чтобы справиться с развитием конструкции. С внедрением технологии BIM Китай также внедрил инновации в области управления затратами, в полной мере используя технологию BIM для управления всем процессом затрат. Используйте Glodon, Luban, Tsinghua Siweier и другое программное обеспечение для создания модели BIM-3D и предоставления данных, необходимых для управления затратами в соответствии с динамикой строительства, а также используйте базу данных и библиотеку индексов затрат для реализации совместного использования данных о затратах. Затем импортируйте модель строительства в программное обеспечение Glodon, чтобы установить правила расчета технических количеств и список квот, реализовать функции автоматического расчета и автоматического вычета в соответствии с технологической платформой BIM-5D, эффективно рассчитать стоимость и разумно сформулировать график строительного проекта, бюджет и Ресурсы Весь процесс управления затратами реализует усовершенствованный контроль над затратами.

**3.2. Анализ статус-кво применения BIM-технологии управления затратами в Беларуси.** Академик Белорусской академии наук Голубова О. С. [5]. В современной BIM-технологии в Беларуси управление затратами выражает информационные технологии и автоматизацию проектирования, что является символом науки и практики управления затратами на строительство. Управление стоимостью строительства основано на системе ценообразования, которая основана на нормах потребления ресурсов и так далее. Оценка стоимости строительства в Беларуси включает затраты на материалы и рабочую силу, управление проектом, затраты на зимнее строительство, амортизационные отчисления по основным средствам, налоги и т. д. План управления затратами обычно реализуется по принципу «сверху вниз» и «снизу вверх». «Нисходящее» управление затратами основано на предписывающей установке контрактных цен, и в соответствии с бюджетными ограничениями и определенными видами работ подрядчика и запланированными затратами, оно будет распределяться по каждому проекту. Планиро-

вание затрат по проекту с использованием подхода «снизу вверх» является типичным методом оценки систем цен. Оно основано на расчете затрат на выполнение каждого отдельного вида работ. Этот расчет слишком громоздок и не дает преимуществ перед визуальным управлением весь процесс затрат на технологию BIM.

На данном этапе Беларусь в основном использует «Помощник инженера-сметчика» для финансирования строительных проектов. Это программное обеспечение в основном используется для оценки стоимости сложного строительства зданий, обеспечения документального сопровождения строительных проектов, учета стоимости и количества строительных проектов и т. д.; это не набор программных систем для 3D-визуализации, это всего лишь программное обеспечение, разработанное По стоимости строительства, есть только оценка стоимости и измерение цены. По сравнению с BIM, архитектурная модель более полная, в ней отсутствует моделирование, платформа информационной базы данных и весь процесс управления технической стоимостью BIM-5D.

Об использовании жизненного цикла вычислительной архитектуры BIM предложена цифровая модель, разработанная 3D моделирование, 5D весь процесс управления контролем над расходами. Это также показывает, что в белорусском структурном проектировании, чертежном дизайне и т. д. В основном использовалась эпоха BIM-моделирования, а чертежи 2D-графического дизайна на основе САПР постепенно исключаются. Тем не менее, еще есть время для полного управления процессом стоимости проекта, полная реализация BIM-визуализации и полного управления процессами 5D. Distance, сейчас предлагается только концептуальная модель, и требуется много времени, чтобы популяризировать технологию и сделать ее практичной. Таким образом, этап всего процесса управления стоимостью белорусской BIM-технологии все еще находится в зачаточном состоянии, ему не хватает как профессиональных талантов, так и поэтапного производства и применения на месте.

#### **4. Применение технологии BIM в управлении затратами на строительство**

**4.1. Преимущества применения технологии BIM в управлении затратами.** Платформа базы данных технологии BIM может эффективно координировать деятельность правительства, проектных единиц, строительных единиц, строительных единиц и многих

других заинтересованных сторон, так что они могут достичь единой многосторонней координационной платформы. Осуществите эффективный обмен информацией о стоимости проекта, обеспечьте своевременное обновление статистики правил ценообразования количества проектов и списка квот, научно и рационально распределите ресурсы по стоимости проекта и обеспечьте точность результатов стоимости проекта строительства.

Создание модели BIM и проверка столкновений моделей архитектурного проекта могут эффективно уменьшить конфликт между частями конструкции, облегчить своевременную корректировку архитектурной модели и повысить точность ее строительно-инженерного объема. Затем используйте метод расчета 3D Boolean, научно и рационально используйте данные списков и квот в базе данных BIM для обмена и совместного использования электронных документов, тем самым эффективно повышая точность и эффективность расчета и решая проблему изоляции расчетных данных на каждом этапе процесса стоимости проекта.

В процессе фактического применения технологии BIM, посредством создания трехмерных моделей и затрат, он может отслеживать и управлять информацией о деятельности, связанной с проектом, в режиме реального времени, рационально распределять персонал, средства, строительные материалы и т. д., а также улучшать управление, оперативность и качество стоимости проекта [6]. В то же время, в соответствии с технологией BIM-5D в динамическом управлении стоимостью строительного проекта органической интеграции каждого компонента модуля, увеличьте временные и стоимостные аспекты для выполнения всего процесса управления стоимостью строительного проекта, что может эффективно повысить уровень управления планированием ресурсов.

**4.2. Обсуждение применения технологии BIM в управлении затратами.** В применении к оценке инвестиций технология BIM имеет большие преимущества в сборе и применении информации и данных. Она может не только выполнять полный анализ, но также может быть легко импортирована в базу данных модели, которая может предоставить правдивую и надежную справочную информацию для управления затратами. В процессе оценки инвестиций технология BIM более тщательно и всесторонне анализирует исторические данные и информационные материалы. Строительное под-

разделение также может быстро отсеять необходимый персонал, материалы, машины, налоги и сборы в исторической базе данных в соответствии с конкретными типами и характеристиками. Оценка стоимости, установленная в квоту в реальном времени платформы базы данных BIM, позволяет точно и быстро завершить расчет стоимости проекта на стадии инвестирования и раньше достичь цели оценки инвестиций.

Обсуждение применения в оценке затрат, использование технологии BIM-3D-5D делает оценку стоимости строительства намного выше, чем обработка данных оценки стоимости в эпоху CAD-2D, в основном избавляясь от эпохи ручной вспомогательной оценки, и вся линия вошла в эпоху функциональной стоимостной оценки. Технология BIM 3D в сочетании с использованием расчетов Glodon, измерения траншей, земляных работ и измерения стальной арматуры, которые изначально были неточными измерениями подэлементов, теперь могут быть полностью использованы для создания результатов автоматизированных расчетов с использованием технологии 3D-5D, которая не только сокращает ручные Расчеты Затраты также могут повысить эффективность его работы и добиться точных университетских расчетов.

Обсуждение применения управления моделированием графика строительства, BIM-5D может предоставить точный график изображений, расход материалов, измерение процесса, учет затрат и другие основные данные для технологий, производства, бизнеса и других звеньев в процессе строительства; эффективно решать громоздкие инженерные вопросы объем. Можно более своевременно рассчитать количество проекта, а также подготовить план материальных закупок и план капитального ремонта в соответствии с фактической ситуацией по проекту. В то же время он также может всесторонне проверить связанные проблемы со стоимостью оценка, своевременное обновление ранних инженерных данных и предложение плана оптимизации для продвижения. Цель всего процесса управления стоимостью проекта была достигнута.

При обсуждении приложения в процессе расчета общая информация о стоимости проекта может быть сохранена с помощью модели BIM и импортирована в ее платформу базы данных. Наряду с расчетом проектных единиц и отдельных проектов, информация о ходе строительства, затратах на рабочую силу, механических сме-

нах и материальных затратах на каждом этапе будет постоянно обновляться в базе данных для выработки наилучшего плана, обеспечивающего разумную общую стоимость финансовых средств. Организация и работа проекта, а также повысить точность общего расчета завершения строительного проекта, сэкономить средства и снизить общую стоимость бюджета.

**Заключение.** Оптимизация и точность управления затратами во всем процессе строительных проектов неотделимы от использования технологии BIM. При управлении затратами строительных проектов базы данных BIM и системы моделирования могут предоставить точную информацию и поддержку ресурсов данных для управления затратами. 5D Преобразование не только улучшает уровень детализации управления стоимостью проекта, но также удовлетворяет контролируемые требования различных подразделений по стоимости проекта. Выполняя управление эффективностью, точностью, осуществимостью и действенностью стоимости проекта, оно также должно быть реализовано на фундаментальном уровне и своевременно обнаруживать проблемы, существующие во всех аспектах процесса управления стоимостью проекта, и оптимизировать управление BIM-технологии, чтобы быстро улучшить и лучше войти в эру всеобъемлющего и точного управления затратами информационных технологий.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дуань Япин. Применение и анализ преимуществ технологии BIM в управлении инженерными затратами. [Дж.]. Sichuan Cement, 2019 (04): 214.
2. Юэ Яозунь. Обсуждение применения технологии BIM в управлении затратами на строительные работы. [Дж.]. Цзю Шэ, 2021 (04): 124-125.
3. Чжу Фанлинь, Исследование усовершенствованного управления стоимостью проекта на основе технологии BIM [D], Университет Сихуа, 2015.
4. Сунь Дэжи. Обсуждение применения технологии BIM в управлении затратами на строительство. [J]. Bricks and Tiles, 2020 (05): 129-130.
5. Леонович, С. Н. 3D-моделирование жизненного цикла сооружения. – Наука и техника, 2021.

6. Ли Вэньцзюань. Исследование применения технологии BIM в управлении затратами на строительство. [J]. Engineering Economics, 2016, 26 (07): 9-11.

УДК 69.059.7

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕРАБОТКИ ВТОРИЧНЫХ ПОЛИМЕРНЫХ ОТХОДОВ

*ШЕВКО В. В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Применение в производстве вторичных полимерных материалов позволяет снизить себестоимость продукции и исключить проблему вредного воздействия на окружающую среду от захоронения отходов на полигонах.

Переработка вторичных полимерных отходов подразумевает под собой рециклинг полиэтиленовой пленки. Конечный продукт, получаемый в процессе переработки вторичных полимерных отходов (регранулят), используется при производстве продукции методом литья под давлением и экструзии.

**Ресурсная база.** В качестве сырья выступают отходы полиэтиленовой пленки и кусковые полимерные отходы. Поверхностные загрязнения – до 40 %, в том числе песок 19 %, гумифицированный (плодородный) грунт 19 %, металл – до 1 %, бумага – до 1 %. Возможно присутствие стекла (до 1%), остаточной жидкости и т. д.

Основными поставщиками вторсырья – полимерных ресурсов (полиэтилена) с высокой степенью загрязненности являются предприятия Министерства ЖКХ (мусороперерабатывающие комплексы, мусоросортировочные станции), заготовительные организации Белкоопсоюза.

**Размещение производства.** На этапе обоснования инвестиций для объектов по переработке отходов в первую очередь выполняется оценка воздействия на окружающую среду на предложенных земельных участках и основные технологические решения [1].

Рассмотрим варианты размещения производства (технологических линий) по переработке отходов на:

- возводимых (новых) производственных объектах;
- реконструируемых (не используемых) производственных объектах;
- действующих предприятиях по производству пластмассовых изделий.

При возведении нового объекта рассматриваются земельные участки пригодные для размещения производства. Важными критериями являются: возможность формирования нормативной санитарно-защитной зоны предприятия, размещение земельного участка по отношению к селитебной территории, требование проведения заказчиком мероприятий по информированию жителей о предстоящем строительстве (результаты общественного обсуждения о возможности сооружения объекта).

Размещение производства на реконструируемых (не используемых) производственных объектах, по сравнению с выше рассмотренным вариантом, предполагает обследование, проектирование и реконструкцию объекта. Стоимость реконструкции существенно зависит от состояния строительных конструкций и инженерных сетей. В зависимости от результатов обследования возможно как уменьшение так и увеличение затрат по сравнению с предыдущим вариантом.

Вариант размещения производства на действующем предприятии по производству пластмассовых изделий является наиболее предпочтительным по ряду факторов: не требуется землеотвод участка под строительство и общественное обсуждение возможности строительства, санитарно-защитная зона сформирована, возможность подключения к действующим инженерным сетям, продукт переработки полимерных отходов (регранулят) является сырьем для предприятия.

**Технологическое оборудование.** Комплект оборудования по переработке вторичных полимерных отходов повышенной загрязненности в виде пленочных отходов ПВД, ПНД, кусковых полимерных отходов состоит из технологических линий рециклинга и регрануляции. Линия рециклинга пленки включает в себя секции: подачи и измельчения входного материала, предварительной мойки, мокрого дробления, фильтрации дробленки, мойки, механической и тепловой сушки, хранения. Основу линии гранулирования со-

ставляют термокомпактор, экструдер, блок пеллетирования (грануляции). Для размещения технологического оборудования по выпуску 4...5 тысяч тонн регранулята в год при трехсменном режиме работы требуется производственная площадь в 1800 м<sup>2</sup>, 29 человек персонала. Наиболее предпочтительными по критерию цена/качество для указанной выше мощности производства являются линии Sorema (Италия) для подготовки сырья и Erema (Австрия) для регрануляции.

**Пожарная безопасность.** В соответствии с принятыми технологическими процессами, используемыми материалами предусматриваются соответствующие мероприятия по противопожарным требованиям. Для производственного участка класс функциональной пожарной опасности, категория по взрывопожарной и пожарной опасности, система оповещения о пожаре приняты согласно [2, 3, 4]: класс функциональной пожарной опасности – Ф5.1, категория пожарной опасности – В1, система оповещения о пожаре – УАП, класс зоны по ПУЭ – П-Па.

Основным технологическим оборудованием заводов по производству пластмассовых изделий являются литьевые машины для литья пластмасс под давлением. Пожарно-технические характеристики основного и проектируемого производства по переработке вторичных полимерных отходов во многом совпадают.

Особенностями защиты производственного участка является «привязка» проектируемой секции пожаротушения к существующей установке автоматического пожаротушения предприятия с учетом изменений в требованиях нормативных документов. Определяющими требованиями являются следующие. Во-первых, на запорной арматуре существующих насосной станции и секций не предусмотрены датчики контроля положения запорной арматуры с выводом сигналов на ППУ. Этого требование может быть реализовано при модернизации УП предприятия в целом. Во-вторых, отсутствует дозирующее устройство в существующей работоспособной насосной станции пожаротушения. По ранее действовавшим нормативным требованиям на насосных станциях, как правило, устанавливали емкость для пенообразователя. Дозирование пенообразователя осуществляется за счет разницы давлений между давлением на всасывающей трубе насоса и давлением в баке пенообразователя. Расход пенообразователя возможно регулировать установкой дрос-

сельной диафрагмы соответствующего диаметра. Наладку следует выполнять по диктующей секции УП. Проектируемая секция УП не является диктующей для установки, поэтому существующая насосная станция с запасом обеспечивает рабочие параметры (напор, расход ОТВ) данной секции.

**Распределение затрат на реализацию проекта.** Размещение производства на неиспользуемых производственных площадях действующих предприятий позволяет исключить затраты на строительство и инженерное обеспечение. Распределение затрат по сводному сметному расчету на реализацию проекта (табл. 1) показывает, что средства вкладываются в технологическое оборудование. Направление инвестиций в технологический процесс обеспечивает сокращение бюджета на реализацию проекта, сокращает срок окупаемости, обеспечивает высокую рентабельность производства.

Таблица 1

Наименование затрат	% от стоимости строительства
Заработная плата, эксплуатация машин и механизмов	3,48
Материалы, изделия, конструкции	3,26
ОХР и ОНР	1,24
Технологическое оборудование	65,03
Прочие средства	26,99

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения: ТКП 45-1.02-298-2014\*. – Введ. 20.07.14. – Мн.: МАиС РБ, 2018. – 52 с.
2. Пожарная безопасность зданий и сооружений: СН 2.02.05-2020. – Введ. 04.04.2020. – Минск: МАиС, 2021. – 65 с.
3. Категорирование помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности: ТКП 474-2013. – Введ. 29.01.2013. – Мн.: МЧС РБ, 2013. – 57 с.
4. Область применения автоматических систем пожарной сигнализации и установок пожаротушения: НПБ 15-2007\*. – Введ. 01.03.2008. – Мн.: МЧС РБ, 2016. – 29 с.

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

УДК 621.762; 691.002(032)

### ОСОБЕННОСТИ РАЗРАБОТКИ СОСТАВОВ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ ДЛЯ БЕТОНИРОВАНИЯ МАССИВНОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ

*БОНДАРОВИЧ А. И., РЯБЧИКОВ П. В., КАЛИНОВСКАЯ Н. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** В статье приведены результаты разработки составов самоуплотняющегося тяжелого конструкционного бетона для бетонирования с их использованием крупнейшей на территории Беларуси фундаментной плиты (объемом бетона  $\sim 9100 \text{ м}^3$ ) высотного здания на объекте «Строительство многофункционального комплекса в г. Минске в границах ул. Филимонова – просп. Независимости – ул. Макаенка». Отражены результаты исследований, обеспечившие получение самоуплотняющегося бетона класса С35/45, водонепроницаемостью марки до W20 (при требуемой по проекту W12) из бетонных смесей предельной по расплыву конуса марки РК6 для трех разных по степени армирования зон фундаментной плиты: нижней, средней и верхней, при общей высоте конструкции в 3,5 м и размерах в плане  $\sim 83 \times 34 \text{ м}$ .

С учетом проектируемой схемы и степени (коэффициента) армирования разных зон по высоте плиты и общих задач по ее бетонированию обосновано решение о необходимости разработки 3-х составов бетона класса С35/45. Для нижней части – с крупностью заполнителя не более 10 мм, для среднего – до 20 мм, для верхней (финишной) – до 20 мм с введением в состав бетонной смеси композитной (эластичной) фибры для ограничения (восприятия фиброй) деформаций усадки твердеющего бетона.

Для всех составов бетона подобраны оптимальные соотношения компонентов, обеспечивающие условия самоуплотнения за счет повышенной формуемости смеси.

При разработке и исследованиях были использованы как стандартизированные так и оригинальные методики испытаний кинетики твердения и свойств затвердевшего бетона. Контрольные испытания физико-механических свойств и характеристик бетона, осуществленные в БНТУ совместно с контролирующими ход строительства уполномоченными организациями, а также в независимых (сторонних) организациях, подтвердили их соответствие проектным требованиям.

**Результаты исследований.** На основании анализа проектной документации на монолитную железобетонную фундаментную плиту высотного административного здания в части ее армирования по высоте сечения (3,5 м) было предложено разработать три состава самоуплотняющегося бетона, заявленного в проектной документации класса по прочности на сжатие С35/45, для непрерывного (бесшовного) бетонирования фундаментной плиты. Каждый состав должен соответствовать особенностям бетонирования нижнего, среднего и финишного участков (слоев) по высоте плиты. Во всех вариантах состава бетона его смесь должна обеспечивать формуемость на уровне марки РК-6 (расплыв конуса не менее 62 см).

С учетом особенностей армирования нижнего слоя плиты было необходимо ограничить крупность зерна заполнителя размером 8...10 мм. Для среднего слоя бетона крупность зерна заполнителя (с учетом особенностей подачи бетона нагнетательным методом и наибольшим распространением на рынке Беларуси смеси фракций гранитного щебня размерами 5...20 мм) составила до 20 мм, с соответствующим соотношением других компонентов бетона.

С учетом подбора условий бетонирования средней и верхней части плиты рационально, чтобы крупность заполнителя бетона финишного слоя соответствовала размеру зерна до 20 мм, а также в его состав была введена композитная фибра, с целью восприятия усадочных и температурных деформаций твердеющего бетона.

Исходя из изложенного, были определены виды и установлены необходимые для подбора составов бетона характеристики его компонентов.

В проектном решении конструкции плиты не предусматривалось искусственных мер по снижению температуры саморазогрева бетона. В этой связи было предложено решить задачу по снижению температуры саморазогрева бетона за счет, во-первых, использования цемента с пониженной экзотермией в сочетании с минимально необходимым содержанием его в бетоне, а, во-вторых, за счет применения комплексной химической добавки – пластификатора, характеризующейся тормозящим гидратацию клинкерной части цемента эффектом и снижения за ее счет начального водосодержания бетона.

Приведенным условиям отвечало вяжущее, выпускаемое ОАО «Белорусский цементный завод», в виде шлакопортландцемента марки ЦЕМ II/В-Ш 42,5Н по ГОСТ 31108 [1].

В качестве крупного заполнителя для бетона всех составов апробирован щебень гранитный производства РУП «Гранит» с прочностью, соответствующей марке по дробимости  $\geq 1400$ .

Для бетона нижнего слоя плиты использовался щебень кубовидный фракции 5...10 мм II-го класса по СТБ 1311-2002 [2].

Для бетона среднего и верхнего (финишного) слоя плиты использовался щебень гранитный традиционный фракции 5...20 мм 1-ой группы по ГОСТ 8267-93 [3] с содержанием пылевидных и глинистых фракций не более 1 % массы.

Песок – природный (мытый) по ГОСТ 8736-2014 [4], применяемый в качестве мелкого заполнителя для бетона нижнего, среднего и финишного слоев плиты, с модулем крупности 2,0...2,5.

Одной из задач являлось обеспечение «самоуплотнения» разрабатываемых составов бетона. То есть, получение на начальном этапе бетонной смеси, способной укладываться и формировать плотную, слитную структуру бетона без дополнительного механического побуждения (например, вибрирования). При этом обязательным условием снижения последующих усадочных и температурных деформаций при твердении бетона является минимальный расход цемента и его начального водосодержания, что естественно ухудшает (снижает) формуемость (удобоукладываемость) бетонной смеси.

С этой целью в состав бетона была применена тонкодисперсная минеральная добавка – микрокремнезем – в соответствии с требованиями СТБ EN 13263-1-2012 [5] с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; потери при прокаливании не

более 4,0 %; удельная поверхность (по методу БЭТ) ~15,0 м<sup>2</sup>/г. Микрокремнезем способствует формированию более плотной и прочной структуры цементного камня и бетона в целом, что одновременно предопределяет необходимость его использования для получения бетона водонепроницаемости на уровне W12 и более.

Получение самоуплотняющегося бетона высокого класса по прочности (С35/45) затруднительно без применения суперпластификаторов и замедлителей потери подвижности на основе поликарбоксилатов.

Предложен к использованию поликарбоксилатный суперпластификатор «Динамикс ПК», представляющий собой смесь двух типов поликарбоксилатов, в которую в качестве замедлителей потери подвижности (схватывания) дополнительно вводились натриевые соли лигносульфанатов и гидроксикарбоновых кислот. Краткая характеристика суперпластификатора Динамикс ПК: коричневая жидкость, концентрация 30 %, плотность 1080 г/см<sup>3</sup>. Не содержит хлоридов и иных агрессивных по отношению к арматуре веществ.

С целью предотвращения трещинообразования на поверхности верхнего (финишного) слоя бетона плиты в его состав вводилась фибра. С учетом нагнетательного (с помощью бетононасосов) метода подачи бетона в опалубку необходимо использовать ее эластичные виды. В частности, производимую в Российской Федерации и широко используемую в строительной отрасли Беларуси полипропиленовую фибру ТУ 2272-006-13429727-2007 [6] марки ВСМ-II-12. Эффект сдерживания трещинообразования поверхностного слоя бетона за счет волокон фибры базируется на эффекте дисперсного «армирования» его структуры при хаотичном, равномерном и разнонаправленном расположении волокон фибры в объеме цементного камня и бетона в целом.

Для затворения бетонных смесей использовалась водопроводная питьевая вода по СТБ 1188-99 [7].

С учетом изложенного были разработаны три состава (таблица 1) самоуплотняющегося бетона заявленного в проектной документации класса по прочности на сжатие С35/45, для непрерывного (бесшовного) бетонирования фундаментной плиты.

Таблица 1

## Номинальные составы бетона

Участок плиты	Расходы составляющих бетона (с допуском в процессе исследований) в кг на м <sup>3</sup>						
	Цемент	Щебень (вид, крупность, мм)	Песок	МК, % от МЦ	Фибра, кг	Пластификатор, % от МЦ+МК	Вода
Нижний (~2600 м <sup>3</sup> )	400±50	890 фр. 5–10 кубовидный	890	11	–	0,8...1,0	180
Средний (~5400 м <sup>3</sup> )	400±40	930 5–20, 2 группа	930	11	–	0,8...0,9	165... ...170
Верхний (~1100 м <sup>3</sup> )	400±40	980 5–20, 2 группа	880	11	0,6	0,9...1,0	165... ...170

Ускоренная проверка по критерию прочности показала, что установленные по критерию формуемости номинально-оптимальные составы обеспечивают требуемый уровень прочности затвердевшего бетона (см. таблицу 2).

Дальнейшие исследования проводили с учетом результатов этих экспериментов на выявленных в них номинальных составах бетона.

Исследования и испытания по оценке кинетики роста прочности на сжатие бетона разработанных составов выполнены по ГОСТ 18105-2018 [8] и ГОСТ 10180-2012 [9].

В таблице 2 приведены данные о кинетике роста прочности бетона составов № 1 (нижний слой), № 2 (средний слой) и № 3 (верхний финишный слой). Образцы серии I твердели в нормально-влажностных условиях (температура 20±3 °С); влажность более 90 %; образцы серии II подвергались прогреву при температуре 40...50 °С по режиму, имитирующему условия твердения бетона в массиве плиты, выдержка – 4 ч, нагрев от 10...15 °С до 45...50 °С за 6...8 часов, выдержка при этой температуре до 48 ч и испытания через 12 ч, то есть, в возрасте ~3 суток. Температура прогрева в ~50 °С принята на базе данных экспериментов с бетоном разработанных составов по тепловыделению цемента и температуре разогрева бетона (в статье не приведены). Количество образцов в серии 4...6 шт.

## Кинетика роста прочности бетона

Номер состава бетона	Прочность бетона на сжатие (МПа) в возрасте, сут				
	3	7	14	28	56
Серия I. Нормально-влажностное твердение образцов					
1	35,0	57,9	68,0	72,3	75,1
2	30,9	55,0	67,8	70,5	71,6
3	34,6	54,6	66,7	72,5	73,0
Серия II. Прогрев бетона (48 часов)					
3	31/52/61***	65,0	67,0	68,0	69,3
3*	–	–	–	61,8	63,5
3**	–	–	–	67,9	69,0

**Примечания:** 1) 3\* – образцы (после распалубки на 3 сут) твердели на воздухе в помещении лаборатории. 2) 3\*\* – образцы (после распалубки на 3 сут) твердели в воде в течение 7 сут., затем на воздухе до испытаний. 3) \*\*\* прочность составила через 24 ч – 30...33 МПа; через 48 ч – 51...53 МПа; к 3 суткам – 60...63 МПа.

Анализ совокупности экспериментальных данных показывает следующее.

Во всех приведенных случаях к возрасту в 14 и более суток прочность бетона оцениваемых составов соответствует классу С35/45. Так по СТБ 1544-2006 [10] и ГОСТ 18105-2018 при коэффициенте вариации  $V_m = 13,5\%$  уровень обеспечиваемой (требуемой) прочности, определенной на образцах-кубах для класса С35/45 равен 57,8 МПа, а по действующему на территории Беларуси СТБ EN 206-1-2016 [11] уровень характеристической прочности на сжатие для данного класса составляет:  $f_{c,cube}^G \geq 45 + 4 = 49$  МПа.

Следует отметить, что фактический коэффициент вариации прочности на сжатие бетона, рассчитанный для объединенной совокупности всех трех составов бетона по результатам испытаний всех серий образцов (как по данным таблицы 2, так и по другим данным оценки прочности), изготовленных в разное время и испытанных в возрасте 28 и 56 суток составил величину:  $V_{m28} \sim 7,8\%$ ;  $V_{m56} \sim 5,7\%$ .

Влияние температуры прогрева (имитирующего саморазогрев бетона в массиве) вполне предсказуемо отражается в кинетике роста его прочности.

Естественен ее рост в начальные сроки твердения и замедление к 28...56 суткам последующего твердения образцов в нормально-влажностных условиях (№ 3); в воздушно-сухих условиях в помещении лаборатории (№ 3\*). Твердение после прогрева в воде (№ 3\*\*) в течение 7 суток (имитация ухода за бетоном «бассейновым» методом) практически сблизило значения прочности образцов бетона нормально-влажностного твердения и после прогрева.

*Прочность бетона на осевое растяжение при раскалывании* определена по общепризнанной методике проф. Ахвердова И. Н. – Ицковича С. М. [12]

Определение прочности бетона на осевое растяжение при раскалывании осуществили на образцах-кубах квадратного сечения со стороной  $a = 100$  мм с приложением нагрузки по схеме приведенной на рис. 1.

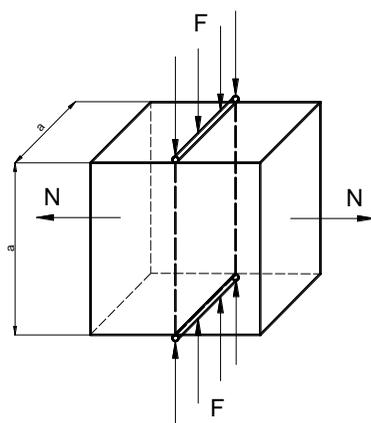


Рис. 1. Схема испытания на растяжение при раскалывании образцов

Испытательная нагрузка передавалась на образец через 2 стержня цилиндрической формы ( $\varnothing 6$  мм), расположенные в одной плоскости и обеспечивавшие передачу усилия на бетон по всему сечению образца. В результате в перпендикулярном этой плоскости направлении в сечении образца возникало растягивающее усилие, нараставшее до момента хрупкого разрушения бетона.

Прочность бетона на одноосное (осевое) растяжение рассчитывали по формуле:

$$f_{ct.sp} = K_{cm} \cdot \frac{2F}{\pi a^2},$$

где  $K_{cm}$  – коэффициент сжатия, равный для тяжелого бетона  $K_{cm} = 1,1$ ;

$F$  – разрушающая нагрузка, Н;

$\pi = 3,14$ ;

$a$  – размер стороны сечения, мм.

Прочность бетона на растяжение при изгибе определена по ГОСТ 10180-2012 на образцах-балках размерами 100×100×400 мм (серия из 3-х образцов), твердевших в нормально-влажностных условиях.

Результаты всего комплекса испытаний (приведены в виде средних значений) сведены в табл. 3.

Таблица 3

### Прочностные характеристики бетона

Состав бетона для части плиты по высоте	Прочностные характеристики бетона (МПа) в возрасте 28 и 56 суток					
	на сжатие		на растяжение (раскалывание)		на растяжение при изгибе	
	28	56	28	56	28	56
нижней	72,3	75,1	4,2	4,50	5,20	5,30
средней	70,5	71,6	4,0	4,30	5,15	5,20
верхней (финишный)	72,5	73,0	4,4	4,80	5,65	5,65

Установленные значения на осевое растяжение (раскалыванием образцов) соответствующие 4,5 МПа, превышают критические значения данной прочности, соответствующие 3...3,6 МПа, что установлено при оценке термонапряженного состояния бетона в процессе твердения (в статье не приведено). Тем самым обеспечивается условие устойчивости конструкции плиты по отношению к трещинообразованию.

Оценка прочности бетона (на примере состава № 2 для средней части плиты, как наибольшего по объему) уложенного слоями, на сжатие и растяжение при раскалывании образцов выполнена путем испытаний по ранее изложенным соответствующим методикам.

Особенностью являлось изготовление образцов-кубов с ребром 100 мм.

Одну серию образцов изготавливали с заливкой бетона 2-мя слоями (по 50 мм) по высоте формы, с укладкой 2-го слоя после выдержки 1-го в помещении лаборатории ( $t \sim 20 \dots 23 \text{ }^\circ\text{C}$ ;  $\phi \sim 65 \%$ ) в течение 6; 12 и 18 ч. Далее образцы до испытаний твердели в нормально-влажностных условиях.

Вторую серию образцов также изготавливали послойно, но форму наклоняли под углом  $45^\circ$  и бетон 1-го слоя (в течение указанного ранее времени) твердел в этом положении имитируя формирование наклонной поверхности в зоне последующего контакта со 2-ым слоем бетона.

На рисунке 2 приведены схемы испытаний на сжатие (а; б) и осевое растяжение при раскалывании (в; г) «2-хслойных» образцов бетона испытанных после 28 суток нормально-влажностного твердения.

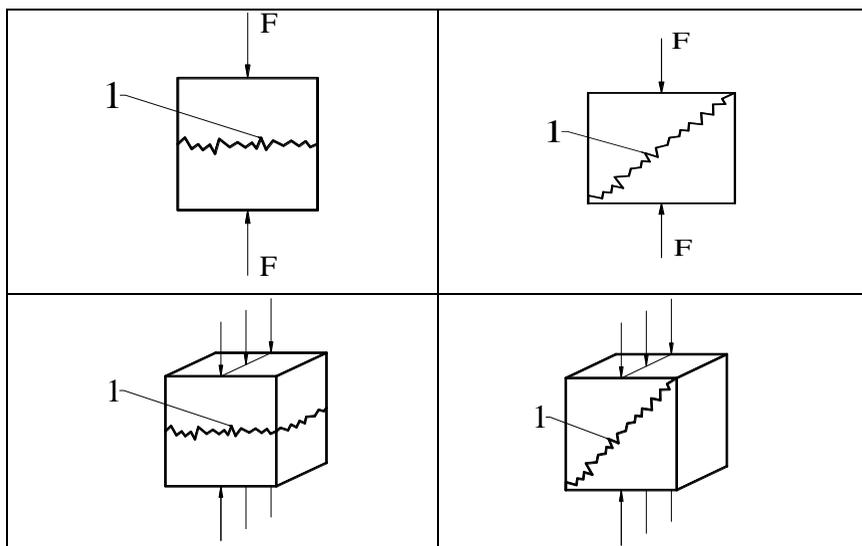


Рис. 2. Схемы испытаний образцов бетона

В таблице 4 приведены данные о результатах испытаний «2-хслойных» образцов бетона по приведенным на рисунке 2 схемам.

Таблица 4

Результаты испытаний образцов бетона «2-хслойной» укладки

Прочность на сжатие, МПа		Прочность на осевое растяжение при раскалывании, МПа	
Схема а)	Схема б)	Схема в)	Схема г)
6 часов	62,7	4,1	4,2
70,0			
12 часов	61,0	4,05	4,2
71,0			
18 часов	60,2	4,53	4,0
70,6			

Сопоставление результатов испытаний «2-хслойных» образцов бетона (таблица 4) и изготовленных за один прием (таблица 3) с соблюдением правила «прочих равных условий» показало, что прочность на сжатие при горизонтальном расположении «шва слоев» практически равна в обоих случаях. При наклонном ( $45^\circ$ ) расположении шва она ниже на (6...12 %) для «2-хслойных» образцов, но во всех случаях была выше требуемого значения (~58 МПа). При раскалывании образцов прочность на растяжение оказалась практически равной в обоих случаях.

Определение модуля упругости провели согласно ГОСТ 24452-80 [13] путем постепенного (ступенями) нагружения образцов-призм осевой сжимающей нагрузкой с измерением в процессе нагружения образцов их деформаций. Результаты испытаний приведены в таблице 5.

Таблица 5

Модуль упругости бетона

Состав бетона для части плиты по высоте	Модуль упругости бетона, ГПа в возрасте 28 и 56 суток, сут	
	28	56
нижней	44,5	45,5
средней	39,5	40,9
верхней	44,6	45,8

Следует отметить, что модуль упругости бетона разработанных составов, соответствующий  $E_6 = 40...45$  ГПа превышает минималь-

ный расчетный модуль ( $E_0 = 26$  ГПа) бетона, полученного из литой (как это имеет место в нашем случае) бетонной смеси (табл. 6.4, СП 5.03.01-2020 [14]). По существу это прямое свидетельство высокой плотности структуры бетона при прочности в 65...70 МПа.

Водонепроницаемость бетона определена в соответствии с ГОСТ 12730.5-2018 [15] на образцах-цилиндрах диаметром и высотой 150 мм (в серии 6 образцов), твердевших в стандартизованных нормально-влажностных условиях до испытаний в 28 и 56 суток. Результаты испытаний по пункту 4 ГОСТ 12730.5-2018 (выдержка в течение 16 часов при давлении 1,2 МПа) приведены в таблице 6, а в таблице 6.1 приведены данные, полученные по пункту 6 ГОСТ 12730.5-2018 – по глубине проникновения воды при выдержке в течение 72 часов при давлении 0,5 МПа.

Таблица 6

Водонепроницаемость бетона (мокрое пятно)

Состав бетона для части плиты по высоте	Давление воды, МПа в возрасте, сут		Марка бетона по водонепроницаемости, W	
	28	56	28	56
нижней	1,2	1,2	W12	W12
средней	1,2	1,2	W12	W12
верхней	1,2	1,2	W12	W12

*Примечание.* Фильтрация воды через образцы отсутствует.

Таблица 6.1

Водонепроницаемость бетона (по глубине проникания воды под давлением)

Состав бетона для части плиты по высоте	Глубина проникания воды, мм (под давлением 0,5 МПа в течении 72 ч), в возрасте, сут		Марка бетона по водонепроницаемости, W (согласно справочному приложению А ГОСТ 12730-2018)	
	28	56	28	56
нижней	8	9	W16–W20	W16–W20
средней	10	12	W16–W20	W16–W20
верхней	8	9	W16–W20	W16–W20

Очевидно, что все разработанные составы бетона обеспечивают требуемый уровень водонепроницаемости, равный марке «W12».

Морозостойкость бетона определена по ГОСТ 10060.2-95 [16] третьим (ускоренным) методом при замораживании ( $t = -50 \dots 55$  °С), оттаивании при  $t = +20 \pm 5$  °С в 5 %-ом растворе хлористого натрия. Результаты испытаний после 4-х циклов приведены в таблице 7 и после 8 циклов – в таблице 8.

Таблица 7

Морозостойкость бетона в возрасте 28 суток

Состав бетона	Средняя прочность бетона контрольных образцов, МПа	Средняя прочность (МПа) после замораживания-оттаивания	Марка бетона по морозостойкости
нижний	68,4	69,8	Не менее F 150
средний	65,4	67,0	Не менее F 150
верхний	65,0	66,8	Не менее F 150

Таблица 8

Морозостойкость бетона в возрасте 56 суток

Состав бетона	Средняя прочность бетона контрольных образцов, МПа	Средняя прочность бетона (МПа) после замораживания-оттаивания	Марка бетона по морозостойкости
нижний	69,3	70,0	Не менее F 300
средний	66,3	66,9	Не менее F 300
верхний	66,7	67,7	Не менее F 300

Все разработанные составы бетона заведомо обеспечивают морозостойкость, заданную в проектной документации на объект строительства – фундаментную плиту, равную марке «F150».

**Заключение.** Были разработаны составы самоуплотняющегося бетона класса С35/45 для стесненных условий формирования 1-го (нижнего) слоя фундаментной плиты, основного (среднего) ее слоя и финишного (верхнего) слоя с ограничением усадочных явлений при общем для плиты понижении градиента температуры по ее сечению.

В процессе исследований выявлено влияние основных составляющих бетона, а также комплекса из химических и минеральной добавок на физико-механические свойства бетона.

Определены эксплуатационные свойства бетона – марки по водонепроницаемости и морозостойкости, удовлетворяющие требованиям проектной документации.

Оценено влияние послойной (с перерывами до 18 ч) укладки бетона на его прочность. Подтверждена возможность перерывов в укладке слоев бетона в течении 12 ч, т. е. до периода схватывания ранее уложенного слоя бетона.

В результате исследований разработаны составы самоуплотняющегося бетона класса С35/45 для зон нижней, средней и финишной части плиты, определены его прочностные, упругие свойства, что обеспечивало необходимые условия для ведения бетонных работ при устройстве фундаментной плиты на объекте.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цементы общестроительные. Технические условия: ГОСТ 31108-2016. – Введ. 01.04.2018. – Минск: Госстандарт, 2016. – 14 с.

2. Щебень кубовидный из плотных горных пород. Технические условия: СТБ 1311-2002. – Введ. 05.03.2002. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2002. – 7 с.

3. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8267-93. – Введ. 10.11.93. – Москва – Минск. МНТКС; Министерство архитектуры и строительства РБ, 1995. – 15 с.

4. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-2014. – Введ. 01.04.2017. – Минск: Госстандарт, 2017. – 10 с.

5. Микрокремнезем для бетона. Часть 1. Определения, требования и критерии соответствия: СТБ EN 13263-1-2012. – Введ. 01.01.2013. – Минск: Госстандарт, 2012. – 22 с.

6. Волокно строительное микроармирующее: ТУ 2272-006-13429727-2007. – Введ. 20.05.2007. – Челябинск, РФ, 2007. – 10 с.

7. Вода для бетонов и растворов. Технические условия: СТБ 1114-98. – Введ. 01.01.99. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 1998. – 12 с.

8. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности: ГОСТ 18105-2018. – Введ. 01.03.2020 – Минск: Госстандарт, 2019. – 19 с.

9. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Введ. 01.02.2016 – Минск: Госстандарт, 2015. – 33 с.

10. Бетоны конструкционные тяжелые. Общие технические условия. СТБ 1544-2005. – Введ. 01.07.2005. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2005. – 17 с.

11. Бетоны. Требования, показатели, изготовление и соответствие: СТБ EN 206-2016. – Введ. 01.07.2017. – Минск: Госстандарт, 2016. – 105 с.

12. Ахвердов, И. Н. Исследование метода испытания бетона на растяжение посредством раскалывания образцов / И. Н. Ахвердов, С. М. Ицкович // Бетон и железобетон. – 1961. – № 1. – С.19–23.

13. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуансона: ГОСТ 24452-80. – Введ. 01.01.82. – Москва: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1980. – 20 с.

14. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.2020. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2020. – 244 с.

15. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости: ГОСТ 12730.5-84. – Введ. 01.07.85. – Москва: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1978. – 15 с.

16. Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости: ГОСТ 10060.2-95. – Введ. 01.04.97. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 1996. – 6 с.

## **АНАЛИЗ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ СВЯЗУЮЩЕГО КОМПОНЕНТА ОКРАСОЧНОГО ПОКРЫТИЯ**

*ВОЛОВИК Т. В., КАЦ Л. И.*

Государственное предприятие «Институт НИИСМ»

Юхневский П.И.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Для реализации требований строительных норм по обеспечению высоких эксплуатационных свойств наружных ограждающих конструкций широко используются различного рода защитные и отделочные покрытия.

Фасадное покрытие должно обеспечивать архитектурную выразительность и пластику, позволяющую архитекторам, исходя из местных условий и технических возможностей, находить оптимальные решения по созданию жилых массивов с разнообразным обликом, а использование широкой цветовой гаммы при изготовлении фасадных покрытий позволит обеспечить пространственную взаимосвязь и архитектурно-эстетическую особенность строительного комплекса.

Развитие промышленного производства неизбежно приводит к увеличению объема техногенных отходов. Это отсеvy дробления горных пород, золы, образуемые на белорусских ТЭЦ, а также отходы предприятий химической (кремнегель), металлургической (микрокремнезем) и других отраслей промышленности. Задача строительной отрасли найти для них разумное применение.

В состав окрасочного покрытия входят: основа (связующий компонент); красящий пигмент; минеральные наполнители; прочие добавки.

В качестве связующего компонента в таких покрытиях в большинстве случаев используют натриевое или калиевое жидкое стекло с различным модулем.

В Республике Беларусь производство как натриевого, так и калиевого жидкого стекла организовано на единственном предприятии –

ОАО «Домановский ПТК». Основные технологические переделы включают варку стекла (получение силикат-глыбы) и ее растворение. Варка силикат-глыбы, как и большинства стекол, осуществляется при температуре 1300-1400 °С. Растворение силикат-глыбы может осуществляться при различных условиях: во вращающихся автоклавах, в стационарных автоклавах [1–4], а также безавтоклавным способом.

В качестве сырьевых компонентов для производства силикат-глыбы используют кремнеземсодержащие и щелочесодержащие компоненты.

Основным кремнеземсодержащим компонентом для производства силикат-глыбы является кварцевый песок – тонкообломочная порода, состоящая преимущественно (>96 %) из зерен кварца с размером частиц 0,15– 0,3 мм.

Процесс получения натрий или калий жидкого силикатного стекла является высокоэнергоемким. На производство 1 т силикат-глыбы необходимо 230 кг у. т. Однако практический расход топлива составляет 410–430 кг у. т. Для растворения 1 т силикат-глыбы расходуется 1500–2000 кг пара.

Рассмотрим несколько видов доступных в больших объемах и нуждающихся в утилизации отходов. Это отсеvy дробления горных пород, золы, образуемые на белорусских ТЭЦ, кремнегель и микрокремнезем.

При проведении исследований были использованы:

– отсеvy дробления горных пород РУПП «Гранит» фракций менее 0,315, 0,315-0,63, 0,63-1,25, 1,25-2,5 мм. Химический состав отсевов представлен в таблице 1.

– золы ТЭС. Золы от сжигания торфа не рассматривались в проведении исследований из-за небольшого их количества. Кроме того, данные золы могут являться потенциальным источником повышенной радиационной опасности: торф накапливает в значительное количество радионуклидов Чернобыльского происхождения – цезия-137 и стронция 90. Исследования проводились на золах Жодинской и Бобруйской ТЭЦ. Еще одним положительным аргументом в пользу данных зол является более высокое содержание диоксида кремния (таблица 2).

– кремнегель является побочным продуктом производства фтористого алюминия на ОАО «Гомельский химический завод» (таблица 3).

В настоящее время практически весь объем его вывозится в отвалы, загрязняя окружающую среду. Установлено, что основную массу исходной пробы кремнегеля составляют частицы со средним размером 16,585 мкм. Содержание основного вещества – оксида кремния  $\text{SiO}_2$  в кремнегеле колеблется в пределах 83–90 %.

Таблица 1

Химический состав отсевов горных пород РУПП «Гранит»

Оксиды	Химический состав гранитного отсева РУПП «Гранит», фракции, мм, % по массе			
	< 0,315	0,315–0,63	0,63–1,25	1,25–2,5
$\text{SiO}_2$	53,57	55,84	55,96	55,94
$\text{Al}_2\text{O}_3$	16,71	18,86	18,88	18,27
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	10,66	7,57	7,48	7,81
$\text{TiO}_2$	0,82	0,69	0,64	0,61
$\text{P}_2\text{O}_5$	0,35	0,34	0,17	0,38
$\text{CaO}$	6,64	6,03	6,35	6,11
$\text{MgO}$	3,95	3,33	3,35	3,46
$\text{SO}_3$	0,36	0,34	0,34	0,27
П.п.п.	1,85	1,37	1,14	1,16
$\text{Na}_2\text{O}$	2,94	3,46	3,51	3,70
$\text{K}_2\text{O}$	2,15	2,17	2,18	2,29

Таблица 2

Химический состав зол белорусских ТЭЦ

Оксиды	Химический состав зол, % по массе	
	Жодинская ТЭЦ	Бобруйская ТЭЦ
$\text{SiO}_2$	68,59	68,84
$\text{Al}_2\text{O}_3$	5,53	5,35
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	11,37	3,50
$\text{TiO}_2$	0,35	0,32
$\text{P}_2\text{O}_5$	0,66	0,59
$\text{CaO}$	2,67	9,43
$\text{MgO}$	1,95	1,03
$\text{SO}_3$	1,64	1,43
П.п.п.	1,50	8,12
$\text{Na}_2\text{O}$	2,65	0,92
$\text{K}_2\text{O}$	3,09	0,47

Химический состав кремнегеля  
ОАО «Гомельского химического завода»

Оксиды	Химический состав, % по массе
1	2
SiO <sub>2</sub>	82,92–90,45
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,55–1,94
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,06–0,11
CaO	0,95–1,04
MgO	0,65–0,74
SO <sub>3</sub>	0,30–0,39
П.п.п.	5,15–7,13
Na <sub>2</sub> O	0,10–0,16
K <sub>2</sub> O	0,0–0,01
F	1,20–1,28
Влажность	63,61–69,96

– микрокремнезем — материал, состоящий из микроскопических частиц сферической формы, получаемых в результате производства кремнийсодержащих сплавов. Кремневые сплавы вырабатываются в электродуговых печах. Чистый кварц плавится с углем и рудами при очень высоких температурах, а пылевидные отходы собираются путем охлаждения и фильтрования печных газов. Частицы микрокремнезема имеют гладкую поверхность и сферическую форму. Средний размер зерен составляет 0,1–0,2 мкм, а удельная площадь поверхности составляет от 13 000 до 35 000 м<sup>2</sup>/кг. Порошок, собранный в фильтрах, характеризуется высоким содержанием SiO<sub>2</sub> (до 98 %) (таблица 4) и фактически состоит из рыхлых агломератов с очень низкой насыпной плотностью (120–430 кг/м<sup>3</sup>). Истинная плотность составляет примерно 2200–2300 кг/м<sup>3</sup>.

На основании проведенных исследований установлено, что:

– по содержанию диоксида кремния отсева дробления не могут конкурировать с золами, кремнегелем и микрокремнеземом. Кроме того, они представлены крупными частицами и для их измельчения до высокой удельной поверхности требуются большие затраты энергии;

Химический состав микрокремнезема

Оксиды	Химический состав, % по массе
SiO <sub>2</sub>	91,19
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,50
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,08
TiO <sub>2</sub>	0,27
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,24
CaO	0,43
MgO	0,51
SO <sub>3</sub>	0,32
П.п.п.	1,83
Na <sub>2</sub> O	0,32
K <sub>2</sub> O	0,31

– микрокремнезем дает возможность получить качественное связующее, но является импортируемым и дорогостоящим сырьем. Кроме того, высокая реакционная активность микрокремнезема может привести к неуправляемой химической реакции со щелочью, сопровождаемой повышением температуры смеси и выбросом пара;

– золы не обладают реакционной способностью, необходимой для реакции силикатообразования: содержат много оксидов железа, кальция, магния, что снижает их реакционную способность.

Реакционная способность кремнеземсодержащих отходов (содержание аморфного кремнезема) приведена в таблице 5. С учетом этих данных при разработке безварочной технологии получения натрий- или калий-силикатного связующего на основании проведенных анализов химического, минералогического и дисперсного состава отходов, образуемых в различных отраслях промышленности, в качестве кремнеземсодержащего компонента выбран кремнегель – отход ОАО «Гомельский химический завод».

По результатам исследований установлено, что оптимальная температура, при которой происходит реакция силикатообразования в случае использования в качестве кремнеземсодержащего компонента кремнегеля или микрокремнезема, составляет (90–95) °С. При уменьшении температуры увеличивается время, необходимое для протекания реакции, при увеличении – могут происходить процессы коагуляции, ухудшающие качество готового продукта.

Таблица 5

Содержание аморфного SiO<sub>2</sub> в кремнеземсодержащих отходах

Вид кремнеземсодержащих отходов	SiO <sub>2</sub> , %	Реакционная способность SiO <sub>2</sub> , %
Кремнегель	82,92-90,45	54,33–61,17
Зола Бобруйской ТЭЦ	68,84	26,88
Зола от сжигания торфа	31,48	11,13
Отсевы горных пород РУПП «Гранит»	53,57-58,96	28,41–30,07
Микрокремнезем	90, 51-91,63	65, 15–67,29

Время изотермической выдержки при температуре (90–95) °С зависит от модуля получаемого связующего (жидкого стекла) и увеличивается с увеличением модуля.

При увеличении модуля от 2,0 к 2,5–2,65 увеличивается количество осадка, ухудшающее внешний вид силикатного связующего. В осадок выпадают соли алюминия, содержащиеся в кремнегеле.

По физико-техническим свойствам полученное силикатное связующее близко к жидкому стеклу, получаемому по традиционной технологии, путем варки силикат-глыбы с последующим ее растворением (таблица 6).

Таблица 6

## Свойств жидкого стекла, полученного по традиционной технологии и на основе техногенных отходов

Наименование показателей	Нормированные значения	Связующее на основе кремнегеля	Связующее на основе микрокремнезема
Внешний вид	Жидкость желтоватого или зеленоватого оттенка	Жидкость желтоватого оттенка	Жидкость желтоватого оттенка
Плотность, г/см <sup>3</sup>	1,3–1,6	1,2–1,6	1,3–1,6
Содержание дву-окси кремния, %	20,0–20,6	19,20–20,5	20,0–20,3
Кремнеземистый модуль	2,5–4,0	1,0–2,7	1,0–3,0

Использование в качестве основного компонента техногенных отходов, а также его получение по технологии с низкими энергозатратами позволяет значительно снизить стоимость продукта (таблица 7).

Таблица 7

Сравнение энергозатрат на получение силикатного связующего и жидкого стекла

Наименование сырьевых компонентов	Продукт	Затраты топливно-энергетических ресурсов
I. Традиционная технология		
Песок кварцевый	Силикат-глыба	430 кг у.т.
Сода		
Силикат-глыба	Жидкое стекло	14-18 кг у.т.
Вода		
II. Безварочная технология		
Кремнегель (техногенный отход)	Натрий (калий)-силикатное связующее из кремнегеля	17-18 кг у.т.
Натрия (калия) гидроксид		
Вода		

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Айлер, Р. Химия кремнезема: пер. с англ.: в 2 т. – М.: Мир, 1982.
2. Бабушкина, З. М. Жидкое стекло в строительстве / З. М. Бабушкина. – Кишнев: «Карта Молдовска», 1971. – 224 с
3. Григорьев, П. М. Растворимое стекло. / П. М. Григорьев, М. А. Матвеев. – М.: Стройиздат, 1956. – 534 с.
4. Корнеев, В. И. Производство и применение растворимого стекла. Жидкое стекло. – Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1991. – 176 с.
5. Заявка а 20190130 от 03.05.2019 г. Лобачевский В. И., Губская А. Г., Воловик Т. В., Гапотченко А. П. Композиция для изготовления фасадного покрытия по силикатным материалам

## **СОВРЕМЕННЫЕ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

*ГАЛУЗО О. Г., КОСТЮКЕВИЧ А. П., ВЕРШЕНЯ Е. Г.*  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Гидроизоляционные материалы применяются для защиты строительных конструкций и сооружений от воздействия влаги с целью обеспечения их долговечности, а также для предотвращения утечки воды или других жидкостей из резервуаров. Гидроизоляционные строительные материалы в первую очередь должны обладать водонепроницаемостью и соответствовать определенным эксплуатационным и техническим требованиям.

Строительные конструкции и сооружения постоянно подвергаются негативным воздействиям вредных факторов (обильные дожди, скопление талых или грунтовых вод и т. д.), которые наносят вред построенному зданию или сооружению и образуют избыток влаги в воздухе внутри помещения. Это негативно сказывается на состоянии конструкций и может привести к образованию грибка, плесени и других биологических процессов, отрицательно влияющих на комфортность микроклимата и жизнедеятельность человека, которые необходимо поддерживать в соответствии с СанПиН «Требования к микроклимату рабочих мест в производственных и офисных помещениях» [1].

Чтобы защитить строительные конструкции от неблагоприятных погодных или иных факторов необходимо обеспечить водонепроницаемость материалов во всех местах, где есть возможность негативного влияния на них, на каждом этапе строительства.

Одной из разновидностей гидроизоляционных строительных материалов является проникающая гидроизоляция.

Проникающая гидроизоляция – это обеспечение водонепроницаемости бетонных конструкций. Свойства этих материалов заключаются в том, что компоненты смесей, нанесенные на бетонную поверхность, проникают внутрь бетона по его порам и капиллярным

трактам даже против высокого гидростатического давления. В результате активной химической реакции между компонентами гидроизоляции и составляющими самого бетона образуются кристаллические структуры, по своему составу сходные с бетоном. Эти образования, плотно заполняя собой все поры и микропустоты, уплотняют структуру бетона, обеспечивая, таким образом, надежную водонепроницаемость. Кристаллические образования, не пропуская воду, в то же время не препятствуют движению воздуха, позволяя бетону «дышать» [2].

Проникающую гидроизоляцию начиная с двухтысячных годов изготавливают в Республике Беларусь ЗАО «Парад» (Система Пенетрат), в ЧП «Кальматрон-М» (Кальматрон), в России «Кальмафлекс», в США (Система Пенетрон), и эти системы гидроизоляции известны давно.

В научно-исследовательской лаборатории бетонов и строительных материалов (НИИЛ БиСМ), филиала БНТУ «Научно-исследовательский политехнический институт» проведены исследования современной проникающей гидроизоляции производства «Remmers GmbH», Федеративная Республика Германия: гидроизоляционных составов «Kiesol» и «Kiesol C», а также пропиточного состава на силан-силоксановой основе «Funcosil FC». Гидротехнические свойства проникающей гидроизоляции представлены в табл. 1.

На основании проведенных исследований установлено, что для бетонов с покрытием гидроизоляционными составами «Kiesol» и «Kiesol C», а также образцов бетона обработанных пропиточным составом «Funcosil FC» значительно уменьшается водопоглощение по массе и водопоглощение при капиллярном подсосе за 24 ч. Марка бетона по водонепроницаемости, после обработки гидроизоляционными составами «Kiesol» и «Kiesol C» повысилась на две и одну ступени соответственно. Все эти показатели свидетельствуют об эффективности современной проникающей гидроизоляции производства «Remmers GmbH», Федеративная Республика Германия.

Наряду с обработкой пропиточными составами существует простое и очень эффективное решение проблем, связанных с полной защитой бетона – использование материалов проникающей гидроизоляции Кальматрон, Кальмафлекс, Пенетрон и др. [3]

Таблица 1

Характеристики материала	Гидроизоляционные составы		Пропиточный состав «Funcosil FC»
	Kiesol	Kiesol C	
Внешний вид и цвет	Однородная прозрачная жидкость, светло-желтого цвета	Однородная густая масса белого цвета в виде крема без посторонних включений	Однородная кремообразная масса белого цвета
Плотность, кг/м <sup>3</sup>	1140	890	838
Время полного высыхания при температуре (20±2)°С, ч	4	4	4
Водопоглощение при капиллярном подсосе за 24 ч, кг/м <sup>2</sup> :			
– основные образцы	1,1	1,9	0,1
– контрольные образцы	4,0	3,4	1,2
Водопоглощение по массе, %			
– основные образцы	2,7	3,7	3,6
– контрольные образцы	5,5	5,5	4,9
Изменение марки по водонепроницаемости бетона после обработки гидроизолирующим составом	Марка бетона по водонепроницаемости после обработки повысилась на две ступени	Марка бетона после обработки гидроизолирующим составом повысилась на одну ступень	–

Гидроизоляционные проникающие капиллярные смеси Пенетрон, Кальмафлекс, Кальматрон состоят из высокомарочного цемента, тонкоизмельченного кварцевого песка и специальных химических добавок проникающего действия.

Особенностью Пенетрона, Кальмафлекса, Кальматрона является то, что они становятся составной частью бетона, глубоко проникают в бетон, заполняя капилляры и трещины, могут наноситься как с внешней, так и с внутренней стороны конструкции:

не только покрывают или устраняют, но плотно заполняют мелкие трещины до 0,4 мм;

сопротивляются воздействию химических веществ и разрушающему действию циклов заморозания и оттаивания;

защищают как бетон, так и стальную арматуру;

в случае повреждения поверхности защитные и гидроизоляционные свойства не меняются.

Физико-технические показатели качества смесей Пенетрон, Кальматрон, Кальмафлекс представлены в таблице 2.

Таблица 2

Наименование показателей	Значение для смесей		
	Пенетрон	Кальмафлекс	Кальматрон
Марка по водонепроницаемости, не ниже	10	10	10
Марка по морозостойкости, не ниже	300	300	300
Прочность сцепления с бетоном в возрасте 28 сут, МПа, не ниже	0,8	1,0	0,8
Повышение прочности на сжатие бетона, обработанного смесью, от прочности, % не менее	25	30	20

Применяя материалы Пенетрон, Кальматрон, Кальмафлекс получают гидроизоляцию, не требующую ухода, ремонта или замены.

В лаборатории НИИЛ БиСМ проведены исследования растворной сухой гидроизоляционной эластичной двухкомпонентной смеси «Mapelastic», состоящей: компонент А (сухой); компонент В (жидкий), производства Акционерного общества «МАПЕИ», Российская Федерация.

Исследования физико-технических показателей эластичной гидроизоляции представлены в таблице 3.

Таблица 3

Наименование показателей	Обозначение ТНПА	Нормированное значение	Фактическое значение
Водонепроницаемость покрытия, МПа	СТБ 1543-2005, п. 4.2[4]	Не менее 0,6	1,6
Водопоглощение покрытия при капиллярном подсосе, кг/м <sup>2</sup>	СТБ 1543-2005, п. 4.2	Не более 0,50	0,1
Прочность сцепления покрытия с основанием, МПа	СТБ 1543-2005, п. 4.2	Не менее 0,80	1,1

Анализ проведенных исследований гидроизоляционной эластичной двухкомпонентной смеси «Mapelastic» показал, что водонепроницаемость материала достигает 1,6 МПа, что соответствует марке

по водонепроницаемости W16. Высокая водонепроницаемость в совокупности с низким водопоглощением при капиллярном подсосе и хорошей адгезией (прочностью сцепления с основанием) подтверждают эффективность современной гидроизоляции производства АО «МАПЕИ», Российская Федерация.

Работы по гидроизоляции необходимо проводить с соблюдением правил пожарной безопасности, техники безопасности и производственной санитарии [5, 6]. При выполнении работ должно быть обязательное использование средств индивидуальной защиты (респираторы, марлевые повязки, перчатки, защитные очки и т. д.). Соблюдение этих правил позволит сделать процесс гидроизоляционных работ максимально удобным, комфортным и безопасным.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Санитарные нормы и правила «Требования к микроклимату рабочих мест в производственных и офисных помещениях», Гигиенический норматив «Показатели микроклимата производственных и офисных помещений», утвержденные постановлением Министерства здравоохранения Республики Беларусь от 30.04.2013 г. №33.

2. Современные эффективные строительные материалы и изделия для ремонта и строительства: справ. пособие (получение, свойства, применение) / О. Г. Галузо, Г. С. Галузо [и др.]. – Минск, Колорград, 2021. – 368с.

3. Галузо, Г. С. Исследование влияния кольматирующих составов на прочностные, деформативные свойства и долговечность искусственных каменных материалов для гидротехнических сооружений / Г.С Галузо, О. Г. Галузо //Строительная наука и техника. – 2006. – №3. – С. 58–62.

4. Смеси сухие гидроизоляционные. Технические условия : СТБ 1543-2005. – Минск: Госстандарт, 2015 – 11 с.

5. Специфические требования по обеспечению пожарной безопасности взрывопожароопасных и пожароопасных производств, утвержденные постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 20.11.2019 г. № 779.

6. Правила по охране труда при выполнении строительных работ, утвержденные постановлением Министерства труда и социальной защиты Республики Беларусь и Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 31.05.2019 № 24/33.

## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ РАДОНОЗАЩИТЫ НА СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ**

*ГУБСКАЯ А. Г., ВАШКЕВИЧ Т. А., УШАКОВА Н. И.*  
Государственное предприятие «Институт НИИСМ»  
Минск, Беларусь

Интенсификация развития промышленности, происходившая во второй половине XX столетия, имеет, к сожалению, ряд неблагоприятных последствий, приводящих к ухудшению условий существования человека. Одним из таких отрицательных экологических последствий явилось увеличение радиационного фона, создаваемого как природными, так и искусственными (техногенными) источниками излучения. Это характерно и для Беларуси, 22,4 % территории которой была загрязнена радионуклидами в результате катастрофы на Чернобыльской АЭС.

На радиационный фон оказывают влияние природные источники излучения. Известно, что природные источники ионизирующего излучения вносят основной вклад в дозу облучения населения. Средняя эффективная эквивалентная доза, обусловленная природными источниками, составляет около 2/3 дозы от всех источников ионизирующего излучения, воздействующих в настоящее время на человека. Поскольку люди большую часть времени проводят внутри жилых и производственных помещений, на дозу от природных источников ионизирующего излучения существенно влияют радон и продукты его распада, а также гамма-излучающие естественные радионуклиды, содержащиеся в строительных материалах и конструкциях.

Из вышеизложенного видна важность решения проблем защиты от радона в зданиях и сооружениях уже на стадии их проектирования и далее – строительства и эксплуатации.

Государственным предприятием «Институт НИИСМ» на протяжении последних десяти лет планомерно проводятся комплексные исследования радиационной безопасности строительных матери-

лов и сырья для их производства, а также радиобезопасности проектируемых, вновь построенных и эксплуатируемых зданий и сооружений.

Исторически вредное влияние радона на человеческий организм было замечено еще в XVI веке, когда таинственная болезнь горных духов шахтеров длительное время привлекала внимание медиков: смертность от рака легких среди рудокопов была в 50 раз выше, чем среди прочего населения. Значительно позже анализ причин смерти работников шахт на урановых рудниках Европы в южной Германии и Чехословакии показал, что от 30 до 50 % горняков, работающих в урановых шахтах, умирает от рака легких. Поэтому работы по изучению радиационного воздействия радона стали интенсивно развиваться.

К настоящему времени в различных странах накоплена достаточно обширная информация о содержании радона в жилых и служебных помещениях. Эти данные постоянно пополняются и уточняются, поэтому представления о средних концентрациях радона в зданиях и его ПДК претерпевают изменения [1–4].

Документом, определяющим правовые основы обеспечения радиационной безопасности, является Закон Республики Беларусь «О радиационной безопасности населения», утвержденный Президентом Республики Беларусь 05.01.98 г. № 122-3. Статья 13 данного документа регламентирует следующее: «В целях защиты населения и работников (персонала) от влияния природных радионуклидов должны осуществляться:

- выбор земельных участков для строительства зданий и сооружений с учетом уровня выделения радона из почвы и гамма-излучения;
- проектирование и строительство зданий и сооружений с учетом предотвращения поступления радона в воздух этих помещений;
- проведение производственного контроля строительных материалов, приемка зданий и сооружений в эксплуатацию с учетом уровня содержания радона в воздухе помещений и гамма-излучения природных радионуклидов;
- эксплуатация зданий и сооружений с учетом уровня содержания радона в них и гамма-излучения природных радионуклидов.

При невозможности соблюдения нормативов содержания радона и гамма-излучения природных радионуклидов в зданиях и сооружениях должен быть изменен характер их использования».

Нормативная база обеспечения радонобезопасности на участках застройки определена Санитарными нормами и правилами «Требования к обеспечению радиационной безопасности персонала и населения при осуществлении деятельности по использованию атомной энергии и источников ионизирующего излучения».

В настоящее время в странах Европейского союза экспертами по радиационной защите рекомендованы следующие нормативные значения активности радона: 200 Бк/м<sup>3</sup> – для новых жилых зданий и 400 Бк/м<sup>3</sup> – для старых. В таблице 1 приведены нормативы эквивалентной равновесной концентрации радона в воздухе жилых зданий.

Таблица 1

Нормативы концентрации радона в воздухе жилых зданий

Страна	Концентрация радона, Бк/м <sup>3</sup>		Примечание
	Существующие здания	Вновь построенные здания	
Швеция	400	70	Принято в 1980 г., после осуществления мероприятий – 200 Бк/м <sup>3</sup>
Финляндия	400	100	Принято в 1986 г.
США	200	–	Предложено в 1984 г.
Канада	400	–	Предложено в 1985 г.
Германия	200	–	Предложено в 1986 г.
Великобритания	200	50	Предложено в 1987 г.
МКРЗ	200	100	Публикация 39
Россия	200	100	НРБ-2000. Вопрос о переселении, перепрофилировании или сносе здания решается при невозможности снижения менее 400 Бк/м <sup>3</sup>
Республика Беларусь	200	100	СанПиН от 28.12.2012 г. № 213 – «Требования к радиационной безопасности»

Данные таблицы 1 показывают, что в Республике Беларусь действуют международные нормы эквивалентной равновесной концентрации радона в воздухе жилых зданий. Для снижения доз от до-

черных продуктов радона имеются широкие возможности. Одна из наиболее эффективных мер – оценка радоноопасности проектируемого здания до его строительства.

Поскольку радон является предвестником землетрясений, до последнего времени считалось, что территория Беларуси является радонобезопасной. Последние исследования опровергли этот факт. Установлено, что с геологической точки зрения, более 40 % территории Беларуси являются потенциально радоноопасными. Наиболее потенциально радоноопасные следующие территории: на юге республики – зоны, связанные с Микашевичско-Житковичским горстом и выступами Украинского кристаллического щита; на западе территория, связанная с белорусским кристаллическим массивом. Аномально высокие содержания радона в почвенном воздухе надразломных зон установлены на Горецко-Шкловском и других участках области. При среднефоновых концентрациях около 1000 Бк/м<sup>3</sup> содержание радона в почвенном воздухе зон активного разлома возрастало до 15 000–25 000 Бк/м<sup>3</sup>. В Минске, например, есть два разлома, проходящие через весь город: первый – по линии Щемыслица-Уручье проходит примерно через Курасовщину, Минск-Южный, район тракторного завода, Степянку, второй – параллельно линии Семково-Сосны, примерно через улицу Енисейскую, район улицы Кошевого, площадь Победы, а вторая его часть от площади Независимости вдоль улицы Тимирязева через Веснянку и дальше [5].

По результатам исследований, проведенных Государственным предприятием «Институт НИИСМ», в районах с обычным уровнем естественного фона содержание радона-222 в воздухе жилых помещений составляет в среднем 30–40 Бк/м<sup>3</sup> – зимой и 25–35 Бк/м<sup>3</sup> летом, что объясняется изменением режима вентиляции. Среднегодовая величина, равная 30 Бк/м<sup>3</sup>, близка к среднемировому значению – 40 Бк/м<sup>3</sup>. Диапазон концентраций радона-222 в помещениях достаточно велик – от 4 до 100 Бк/м<sup>3</sup>, что объясняется влиянием совокупности факторов: типа подстилающих пород, материала конструкций зданий, выделения радона-222 из водопроводной воды, бытового газа и др. Концентрация радона-222 и роль отдельных факторов, регулирующих эту величину, меняются в зависимости от типа зданий: в одноэтажном доме концентрация радона-222, как правило, выше, чем в квартирах многоэтажного дома, за счет поступления и

накопления радона-222 в воздухе помещений из почвы. Концентрации продуктов распада радона-222 в воздухе помещений примерно на 20 % ниже концентрации материнского радионуклида [6, 7].

Решение о необходимости проектирования противорадоновой защиты принимается по результатам радиационно-экологических изысканий: для проектируемых зданий по значениям плотности потока радона с поверхности, которая не должна превышать 80 мБк/(м<sup>2</sup>с), для построенных зданий – по значениям объемной равновесной активности радона, которая не должна быть более 100 Бк/м<sup>3</sup>.

Противорадоновая защита здания должна осуществляться как система логически связанных технических решений, реализуемых в рамках принятой концепции проекта при разработке его всех основных частей (объемно-планировочном решении, проектировании ограждающих конструкций, систем отопления, вентиляции, канализации, электро- и водоснабжения и т. п.). Неудачное решение одного из элементов такой системы защиты может существенно снизить эффективность системы в целом.

Поэтому в последнее время в мире увеличивается объем исследований, посвященный разработке как принципов радонозащиты, так и материалов для ее осуществления [1–4, 8]. Необходимо отметить, что принятые меры на стадии проектирования зданий по снижению радона, всегда будут обходиться намного дешевле, чем любые меры по радонозащите в уже существующем здании.

Радон – естественный радиоактивный инертный газ, образуемый при распаде радия-226, входящего в семейство урана. Благодаря относительно большому периоду полураспада (3,82 дня) и газообразному состоянию радон может распространяться по порам и трещинам почв земных пород; выходить в воздух помещений и в атмосферу. Основными источниками поступления радона в воздух помещений является его выделение из почвы под зданием, а также из строительных конструкций.

Из почвы под зданием и строительных материалов радон мигрирует по порам и трещинам. Происходящие при этом процессы обусловлены двумя основными механизмами – диффузионным, то есть наличием градиента концентрации радона в среде и конвективным, вызванным наличием разности давлений между внутренним объемом здания и внешней атмосферой, различными частями здания.

Пути проникновения радона могут стать практически любые неплотности в оболочке здания, расположенные ниже уровня земли: трещины в перекрытиях, открытые участки почвы в подвальном помещении или подпольном пространстве, вводы труб и коммуникаций, стыки между плитами и блоками и др.

С учетом определенных значений плотности потока радона с поверхности грунта принимаются технические решения по проектированию противорадоновой защиты для проектируемых или уже построенных зданий. Суть противорадоновой защиты в ее препятствии поступлению радона в помещении.

Конструктивные решения для осуществления радонозащиты, а также применяемые для этого материалы приведены в ТКП 45-2.03-134-2009 «Порядок обследования и критерии оценки радиационной безопасности строительных площадок, зданий и сооружений» в версии 2019 г., разработанном Государственным предприятием «Институт НИИСМ» на основе экспериментальных исследований, проведенных в период 2009-2019 гг.

При подборе строительного сырья и материалов для строительства зданий и сооружений, с учетом удельной активности радия (как потенциального источника), можно регулировать поступление радона в помещения от материалов конструкций здания. Особенно это касается радоноопасных участков, отведенных под строительство.

Одновременно с определением концентрации радона при обследовании определяют значение мощности дозы гамма-излучения. Доза гамма-излучения в помещении определяется в основном эффективной удельной активностью естественных радионуклидов в используемых строительных материалах. Форма и размеры помещения, толщина стен и перекрытий мало влияют на мощность дозы в помещении [6, 7]. Снизить дозу гамма-излучения можно путем отказа от применения в жилищном строительстве материалов с высоким содержанием естественных радионуклидов. В таблице 2 приведены результаты по определению значений мощности дозы гамма-излучения в жилых домах различных лет постройки.

Таблица 2

## Измерение мощности дозы гамма-излучения

Материал	Мощность дозы, мкЗв/ч, годы постройки	
	2010–2020 гг.	1970–2010 гг.
Кирпич	0,10±0,03	0,12±0,04
Шлакоблок	0,15±0,04	0,19±0,05
Панельные дома	0,12±0,04	0,14±0,04

Из таблицы 2 видно, что в панельных домах показания мощности дозы гамма-излучения такие же как, в кирпичных, если они были построены 40–50 лет назад. Панельные здания изначально обладают повышенными значениями мощности дозы гамма-излучения. В домах, построенных не более 5 лет назад, мощность дозы гамма-излучения близка к фоновым значениям для данной местности. В домах, построенных 20–30 лет назад, показания мощности дозы гамма-излучения на 0,02–0,03 мкЗв/ч выше, чем в домах, построенных недавно.

Поступление радона в помещения от строительных материалов обусловлено их эманированием. Скорость поступления эманации из строительных материалов зависит от произведения удельной активности радия на коэффициент эманирования радона (эффективной удельной активности радия). Эффективная удельная активность радия в процессе переработки строительного сырья в стройматериалы, претерпевает существенные изменения. Одинаковые строительные материалы могут обладать различными показателями по эффективной удельной активности радия. Наибольшей эффективной удельной активностью радия обладают гранитный щебень, некоторые глины, а также ряд отходов промышленности, используемых в производстве стройматериалов [9, 10].

Для обеспечения радонобезопасности в зданиях и сооружениях необходим подбор строительных материалов, позволяющих значительно снизить процессы эманирования радона. И увеличить коэффициент радонозащиты, рассчитываемый по формуле (1):

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}, \quad (1)$$

где  $\sigma_1$  – плотность потока радона с поверхности строительной конструкции, мБк/(м<sup>2</sup> · с);

$\sigma_2$  – плотность потока радона с поверхности строительной конструкции, покрытой радонозащитным материалом, мБк/(м<sup>2</sup>с).

На основании исследований, проведенных в Государственном предприятии «Институт НИИСМ», установлено что, при увеличении плотности бетона с М100 до М500, коэффициент радонозащиты увеличивается с 1,61 до 3,41 при толщине слоя 10 см и с 1,49 до 2,91 при толщине слоя 5 см. Это можно объяснить тем, что при увеличении плотности бетона изменяется его микроструктура: образуются замкнутые поры, не сообщающиеся с поверхностью материала. Благодаря этому снижается скорость эксхалляции Rn-222. Такие материалы могут быть использованы для снижения выделения радона из почвы и, следовательно, поступления его в воздух помещений здания.

Таблица 3

Влияние вида строительных материалов на плотность потока радона с поверхности строительных конструкций

Вид материала	Радонозащитный материал	Плотность потока радона с поверхности, мБк/(м <sup>2</sup> с),	Коэффициент радонозащиты
Плотный бетон	–	50	–
	Гидроизоляция	41	1,22
	Пленочное покрытие	40	1,25
	Штукатурный раствор	39	1,29
	Штукатурный раствор + краска	31	1,62
	ГКЛ	31	1,62
	Плиты гипсовые радонозащитные (ПГР)	17	2,95
	ПГР + краска	13	3,85
Керамзитобетон	–	58	–
	Гидроизоляция	52	0,90
	Пленочное покрытие	50	1,16
	Штукатурный раствор	44	1,32
	Штукатурный раствор + краска	34	1,71
	ГКЛ	35	1,66
	ПГР	20	2,90
	ПГР + краска	15	3,87
ПГР+ обои	14	4,15	

Силикатный кирпич	–	37	–
	Гидроизоляция	32	1,16
	Пленочное покрытие	30	1,23
	Штукатурный раствор	28	1,33
	Штукатурный раствор + краска	26	1,43
	ГКЛ	27	1,37
	ПГР	11	3,37
	ПГР + краска	9	4,12
Керамический кирпич	–	49	–
	Гидроизоляция	43	1,14
	Пленочное покрытие	41	1,20
	Штукатурный раствор	39	1,26
	Штукатурный раствор + краска	31	1,58
	ГКЛ	26	1,50
	ПГР	10	3,90

В табл. 3 приведены экспериментально полученные данные влияния вида строительных материалов на плотность потока радона с поверхности строительных конструкций.

По эффективности радонозащиты строительные материалы располагаются в следующем порядке: рулонные гидроизоляционные материалы < полимерные пленочные материалы < штукатурные покрытия < штукатурные покрытия + краска < гипсокартонные листы < гипсовые противорадоновые плиты (ПГР) < гипсовые противорадоновые плиты, покрытые краской или обоями.

На основании проведенных исследований был разработан новый вид радонозащитного материала – плиты гипсовые радонозащитные (ПГР), производство которого внедрено на ОАО «Белгипс» [11–13].

Исследования показывают, что только комплексный подход в решении проблем радонозащиты в зданиях и сооружениях на стадии их проектирования, строительства и эксплуатации позволит снизить дозовую нагрузку на население нашей республики, благоварно влияя на здоровье ее жителей.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. UNSCER 2000 Report: Annex B.: Exposure from natural radiation sources / United Scientific Committee on the Effects of Atomic Radiation. – New York: United Nations, 2000. – 74 p.

2. UNSCER 2000 Report: Annex B.: Source-to-effects assessment for radon in homes and workplaces / United Scientific Committee on the Effects of Atomic Radiation / – New York: United Nations, 2009.-138p.

3. ICRP Publication 126: Radiological protection against radon exposure // Ann. ICRP. – 2014.-Vol. – № 3. – 73 p.

4. ICRP Publication 115: Lung cancer risk from radon and progeny and statement on radon // Ann. ICRP. – 2010. – Vol. – № 40. № 1. – 64 p.

5. Матвеев, А. В. Радон в природных и техногенных комплексах Беларуси / А. В. Матвеев // Литосфера. – 1996. – № 5.

6. Губская, А. Г. Обеспечение норм радиационной безопасности в строительном комплексе Республики Беларусь // Сборник материалов 5-го Белорусско-Балтийского форума, Минск, 9–10 октября 2019 г. – С. 21–22

7. Губская, А. Г. Обеспечение норм радиационной безопасности в строительном комплексе Республики Беларусь / А. Г. Губская, Т. А. Вашкевич, Н. И. Ушакова // Материалы Международной научно-технической конференции «Наука и технология строительных материалов: состояние и перспективы их развития», Минск, 25–27 октября 2017 г. – С. 16–20.

8. Council Directive 2013/59EURATOM of December 2013 laying down basic safety standards for protection against the dangers arising from exposure to ionizing radiation, and repealing Directives 89/618/Euratom, 90 / 641 / Euratom, 96/29 / Euratom, 9743 / Euratom, 2003/122/Euratom [Electronic resource] // Official Journal of the European Union. – 17.01.2014. – 73 p.

9. Стамат, И. П. Оценка вклада эманирования радона с поверхности облицовочных изделий в облучение населения / И. П. Стамат, А. В. Световидов, Д. И. Стамат // Радиационная гигиена. – 2009. – Т. 2. – № 4. – С. 16–22.

10. Черницкий, А. В. Радиоактивность строительных материалов / А. В. Черницкий, И. П. Лось, В. П. Слабодырь. – К.: Будивельник, 1990. – 37 с.

11. Гончаров, Ю. А. Композиция для изготовления гипсокартонных листов для защиты помещений от проникновения радона (Zusammensetzung von Gipsmischungen zur Fertigung von Gipskarton zum Schutz vor Radon) / Ю. А. Гончаров, Г. Г. Дубровина, А. Г. Губская // Конференция, Веймар, Германия, 21–23 марта, 2017. – С.206–211.

12. Гончаров, Ю. А. Гипсокартон для защиты помещений от проникновения радона / Ю. А. Гончаров, Г. Г. Дубровина, А. Г. Губская // Строительные материалы. – 2017. – № 10. – С.41–44.

13. Композиция для изготовления гипсокартонных листов для защиты помещений от проникновения радона : пат. № 21497 / Ю. А. Гончаров, Г. Г. Дубровина, А. Г. Губская. – 2017.

УДК 666.97

## **ПРИМЕНЕНИЕ ФИБРЫ ИЗ КОЙРЫ КОКОСА ДЛЯ ДИСПЕРСНОГО АРМИРОВАНИЯ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА**

*ВАН МИНЬЮАНЬ, КОВШАР С. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** С конца 80-х годов прошлого столетия инфраструктура Китая быстро и динамично развивалась. Всего за несколько десятилетий Китай превратился из аграрной отсталой страны в промышленно развитую державу. В стране большими темпами возводятся высотные здания, стремительно развивается строительная отрасль, сооружается большое количество транспортных сооружений и дорог. Снос старых сооружений и интенсивный рост строительства, приводит к проблеме накопления строительного мусора и его утилизации, что наносит серьезный ущерб окружающей среде. В начале 21-го века президент Си Цзиньпин в «Руководящих принципах политики зеленого развития», предложенных на пятом пленарном заседании 18-го съезда Коммунистической партии Китая отмечал: «Утилизация отходов промышленного производства является на сегодняшний момент весьма актуальной задачей. Необходимо разработка современных технологий использования вторичных ресурсов». В настоящей статье рассмотрена возможность использования фибры, получаемой из скорлупы (далее койры) кокосового ореха, для дисперсного армирования конструкционного тяжелого бетона с целью повышения механических и деформационных характеристик.

## **1. Свойства и технология получения фибры из койры кокоса.**

**Область применения.** Койра является скорлупой кокосового ореха и является побочным продуктом его переработки. В Китайской Народной Республике кокос выращивают большими объемами в провинциях: Гуандун, Хайнань, Гуанси и Фуцзянь, а также в сопредельных странах: Шри-Ланка, Малайзия и Таиланд. Таким образом, урожай кокосового ореха собирают непрерывно в течение года. Срок сбора урожая определяется географическим положением мест произрастания продукта. Согласно данным [1] годовой объем производства волокна из скорлупы кокосовых орехов составляет 282 000 тонн, а цена составляет 0,5 доллара США за килограмм.

Кокосовое волокно – это натуральное растительное волокно, обладающее следующими характеристиками. Плотность материала волокна  $1120 \text{ кг/м}^3$ . Диаметр волокна составляет от 100 до 450 мкм. Длина волокна обычно составляет от 100 до 250 мм. Характеризуется высокой прочностью на растяжение и малой линейной плотностью. По строению волокно представляет многоклеточную агломерированную структуру [2].

Технология получения волокна из койры достаточно проста. Для получения волокон скорлупу ореха обрабатывают полумеханическим, механическим или химическим способом. Для химического способа обработки используют растворы щелочей (NaOH или  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), в которых скорлупу выдерживают в течение длительного времени с целью удаления пектина и воска, затем обильно промывают водой и сушат на открытом воздухе.

Данные многочисленных исследований [4–9], проведенных в КНР показали эффективность применения фибры из кокосового волокна для повышения прочностных, деформационных и эксплуатационных характеристик строительных материалов на основе неорганических вяжущих. Так, введение в фибры в строительные материалы на основе портландцемента повышает прочность, трещиностойкость и ударную вязкость. Дисперсное армирование тяжелого бетона фиброй на основе кокосового волокна повышает прочность, морозостойкость и водонепроницаемость, а также снижает усадку бетона [5]. Фибру из койры кокоса активно применяют для изготовления теплоизоляционных, кровельных и гидроизоляционных материалов, облицовочных изделий на гипсовых вяжущих и т. д.

**2. Методика проведения исследований, материалы и составы бетонных смесей.** Для изготовления опытных образцов применяли следующие материалы. В качестве вяжущего использовали портландцемент без минеральных добавок класса по прочности 42,5. Мелким заполнителем служил природный песок с модулем крупности 2,7 и содержанием пылевидных и глинистых частиц не более 2 %. В качестве крупного заполнителя использовали гранитный щебень фракции 5–20 мм.

Для определения оптимальной длины, а также для оценки эффективности применения фибры из койры кокоса в тяжелом бетоне на первом этапе проводили сравнительные испытания образцов из цементно-песчаного раствора по определению прочности на растяжение при изгибе и сжатие дисперсно-армированных тремя видами фибры: полипропиленовая, стеклопластиковая и фибра из кокосового волокна. Состав раствора Ц:П = 1:3 при водоцементном отношении 0,5.

На втором этапе исследований проводили оценку влияния фибры из койры кокоса на прочностные характеристики конструкционного тяжелого бетона. Использовали шесть составов бетонных смесей, характеристики которых приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Составы бетонных смесей

Обозначение состава	Расход составляющих, кг на 1 м <sup>3</sup> бетонной смеси				
	цемент	песок	щебень	вода	фибра*
«К-1»	250	790	1160	150	–
«О-1»	250	790	1160	150	1,5
«К-2»	350	730	1140	170	–
«О-2»	350	730	1140	170	1,5
«К-3»	450	690	1080	190	–
«О-3»	450	690	1080	190	1,5

*Примечание:* \* – средняя длина волокон фибры составляла 50 мм.

### 3. Результаты экспериментальных исследований

**3.1. Определение оптимальной длины и эффективности фибры из койры кокоса.** Вначале определяли оптимальную длину фибры из койры кокоса. Для этих целей было изготовлено пять серий образцов из цементно-песчаного раствора. Дозировка фибры во всех сериях была принята постоянной и составляла 1 кг/м<sup>3</sup> раствора.

Длина фибры варьировалась от 20 до 60 мм. На рисунках 3.1 и 3.2 приведены результаты по влиянию длины фибры из койры кокоса на прочность при сжатии и изгибе образцов цементно-песчаного раствора.

Из данных, приведенных на рисунках 3.1 и 3.2 следует, что оптимальная длина волокна фибры из койры кокоса составляет от 40 до 60 мм. Далее в экспериментах применяли фибру со средней длиной волокна 50 мм.

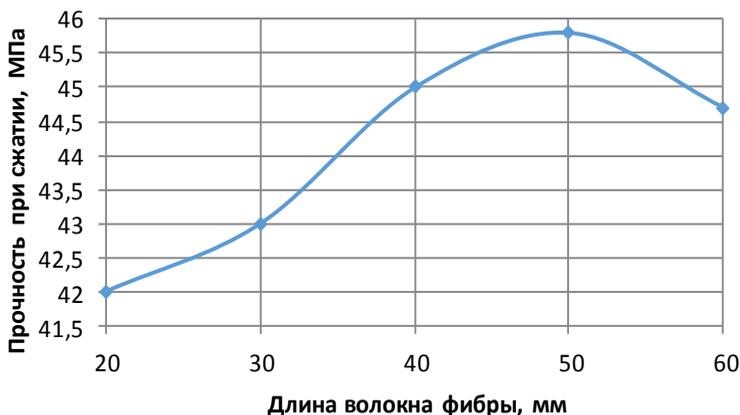


Рис. 3.1. Влияние длины волокна фибры из койры кокоса на прочности при сжатии цементно-песчаных образцов

Для оценки эффективности фибры из койры кокоса были изготовлены три серии образцов из цементно-песчаного раствора с водоцементным отношением 0,5. Для дисперсного армирования образцов использовали полипропиленовую (серия «П»), стеклопластиковую (серия «С») и фибру из койры кокоса (серия «К»). Дозировка трех видов фибры была принята постоянной и составила  $1,0 \text{ кг/м}^3$ . Результаты испытаний по определению прочности образцов на изгиб приведены на рисунке 3.3

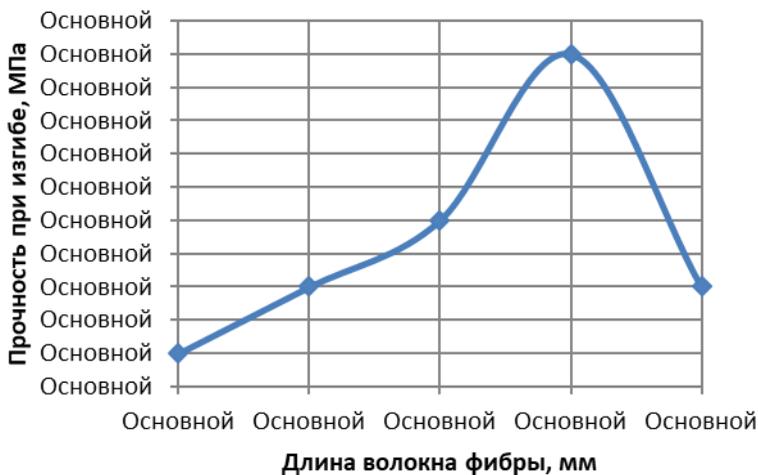


Рис. 3.2 Влияние длины волокна фибры из койры кокоса на прочности при изгибе цементно-песчаных образцов

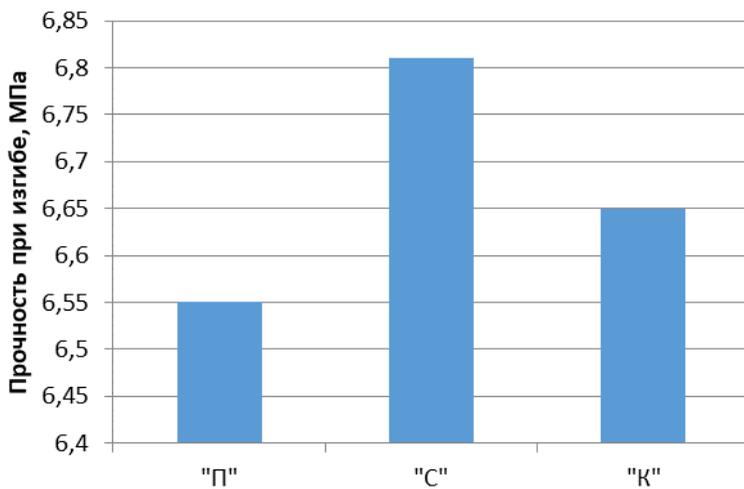


Рис. 3.3. Прочность при изгибе образцов цементно-песчаного раствора с полипропиленовой «П», стеклопластиковой «С» и фиброй из койры кокоса «К»

Из данных приведенных на рисунке 3.3 следует, что фибра из койры кокоса по эффективности влияния на прочность при изгибе не уступает полипропиленовой фибре, но ниже по эффективности стеклопластиковой фибры.

**3.2. Прочностные характеристики конструкционного бетона дисперсно-армированного фиброй из койры кокоса.** В таблице 3.1 приведены результаты по определению прочности на сжатие и прочности на растяжение при изгибе образцов конструкционного бетона шести составов (табл. 2.1).

Таблица 3.1

Прочность на сжатие и растяжение при изгибе образцов конструкционного бетона

Обозначение состава	Прочность на сжатие в возрасте 28 суток		Прочность на растяжение при изгибе в возрасте 28 суток	
	МПа	% от «К»	МПа	% от «К»
«К-1»	22,1	117,6	2,62	122,5
«О-1»	26,0		3,21	
«К-2»	38,5	112,1	4,51	115,7
«О-2»	43,2		5,22	
«К-3»	51,6	111,0	6,33	110,3
«О-3»	57,3		6,98	

Как свидетельствуют данные таблицы 3.1, введение фибры из койры кокоса повышает прочность на сжатие и растяжение при изгибе конструкционного бетона. Эффект от введения фибры зависит от расхода цемента в бетонной смеси. Использование фибры наиболее эффективно в составах с расходом цемента до 350 кг/м<sup>3</sup>.

**Вывод.** В результате проведенных экспериментальных исследований установлена возможность использования фибры из койры кокоса наряду с существующими материалами для дисперсного армирования конструкционного тяжелого бетона.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Kulkarin, A G. Weibull analysis of strengths of coir fibers [J]. Fiber Science and Technology, 1983, 19 : 59–76.
2. Хоу, А. Характеристики и применение натуральных растительных композитных материалов, армированных органическими волокнами [J.] / Гуандунский институт строительных наук.

3. Гуйсинь, Д. Анализ причин экологического кризиса в моей стране с точки зрения экологической цивилизации / Д. Гуйсинь // Журнал Технологического университета Шэньяна (издание по общественным наукам). – Том 10. – Выпуск 4.

4. Национальный стандарт Китайской Народной Республики JGJT 221-2010 : Технический регламент по применению фибробетона.

5. Национальный стандарт Китайской Народной Республики GB50010-2010 «Кодекс проектирования бетонных конструкций».

6. Хунмэй, А. Исследование и разработка «зеленых» композитных материалов на основе цемента, армированных волокном [Дж.] / А. Хунмэй // Журнал инженерии по предотвращению бедствий и смягчению их последствий.

7. Лигуан, С. Исследование и разработка волокнистого бетона [J] / С. Лигуан // Журнал Университета Цзилинь Цзяньчжу.

8. Венвэнь, Я. Экспериментальное исследование механических свойств и долговечности фибробетона [J] / Я. Венвэнь // Журнал Университета Шаньдун, 2012.

9. Вэй, В. Влияние щелочной обработки на морфологию и структуру волокон скорлупы кокосовых орехов / В. Вэй // Shanghai Textile Science and Technology Press.

УДК 666.311

## **ФОСФОГИПСОВОЕ ВЯЖУЩЕЕ $\beta$ -МОДИФИКАЦИИ**

*ПОВИДАЙКО В. Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Имеется значительное количество отечественных [1, 2] и зарубежных [3] разработок по получению гипсовых вяжущих веществ  $\beta$ - и  $\alpha$ -модификации из фосфогипсовых отходов. Тем не менее, промышленное использование фосфогипсовых отходов в качестве вторичного сырья в производстве строительных материалов во всем мире остается низким. Обусловлено это тем, что получение вяжущих материалов и изделий из фосфогипса связано с необходимостью отмывки и нейтрализации вредных примесей, содержащихся

в фосфогипсовых отходах. Для отмывки фосфогипса требуется дополнительное технологическое оборудование (резервуары, вакуум-фильтры, гидронасосы), что приводит к удлинению технологического цикла и удорожанию готовой продукции. Кроме того, возникает необходимость очистки воды, используемой при промывке фосфогипса, что также требует значительных затрат и приводит к удорожанию готовой продукции.

Исследована возможность получения вяжущего вещества  $\beta$ -модификации из фосфогипсовых отходов по технологии, в которой исключается процесс отмывки отходов. Для этого использовались нейтрализующие добавки, связывающие в труднорастворимые соединения остатки ортофосфорной кислоты и соединений фтора. В качестве исходного сырья использовали фосфогипсовые отходы ОАО «Гомельский химический завод» в виде дигидрата сульфата кальция. Чтобы избежать в технологическом процессе излишнего количества воды, фосфогипсовые отходы подвергались нейтрализации и механическому воздействию в истирающих дисковых и цилиндрических устройствах. Водотвердое отношение в сырьевой композиции составляло 0,30–0,32. Такое же количество воды остается в фосфогипсе после вакуумирования на карусельном вакуум-фильтре и последующего удаления его в отвалы. Нейтрализация при низком водотвердом отношении позволяет использовать в качестве исходного сырья как свежесформованный фосфогипс, в котором содержится около 30 % воды, так и фосфогипс из отвалов. Механическое воздействие позволяет достичь глубокой нейтрализации фосфогипсовых отходов при минимальном количестве воды. При этом низкое водосодержание нейтрализованного фосфогипса позволяет снизить энергозатраты на удаление свободной воды в процессе обжига вяжущего.

Процесс получения фосфогипсового вяжущего  $\beta$ -модификации включает: нейтрализацию фосфогипсового отхода, введение добавок и механоактивацию при водотвердом отношении 0,30–0,32, выдержку сырьевой смеси, обжиг при температуре 160–180 °С в течение 2–4 часов. Полученное фосфогипсовое вяжущее имеет марку по прочности Г-2...Г-3, начало схватывания – 4...5 мин, конец схватывания 6...7 мин, предел прочности при сжатии в сухом состоянии 3...4 МПа, средняя плотность в сухом состоянии составляет 1100...1200 кг/м<sup>3</sup>. Фосфогипсовое вяжущее рекомендуется исполь-

зовать для изготовления шпатлевочных смесей, штукатурных растворов, монтажного клея для гипсовых изделий.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фосфогипс и его использование / В. В. Иваницкий, П. В. Класен, А. А. Новиков [и др.] – М.: Химия, 1990 – 224 с.
2. Дворкин, Л. И. Строительные материалы из отходов промышленности: учебно-справочное пособие / Л. И. Дворкин, О. Л. Дворкин. – Ростов на Дону: Феникс, 2007. – 368 с.
3. Воробьев, Х. С. Гипсовые вяжущие и изделия / Х. С. Воробьев. – (Зарубежный опыт). – М.: Стройиздат, 1983. – 200 с.

УДК 691.328.32

## УСАДКА ПРИ ВЫСЫХАНИИ, АУТОГЕННАЯ И КАРБОНИЗАЦИОННАЯ УСАДКА ЛЕГКОГО БЕТОНА: ОБЗОР

*РЖЕВУЦКАЯ В. А., МОСКАЛЬКОВА Ю. Г.*

Белорусско-Российский университет  
Могилев, Беларусь

**Введение.** Различают усадку при высыхании, аутогенную и карбонизационную усадку.

Возникновение сил капиллярного сжатия приводит к уменьшению объема бетона, т. е. наблюдается усадка, обусловленная высыханием. Этот вид усадки составляет около 70 % полной усадки. Деформации усадки при высыхании могут оказать влияние на долговечность конструкции. Величина деформаций влажностной усадки определяется параметрами поровой структуры цементного камня [1].

При отсутствии дополнительного внешнего увлажнения проявляется очевидное уменьшение объема (т. н. «самовысыхание» бетона), которое называется аутогенным изменением объема или аутогенной усадкой [2]. При водоцементном отношении В/Ц < 0,42 величина аутогенной усадки незначительна по сравнению с полной усадкой (составляет до 10 % от полной усадки) и, как правило, не

учитывается. Однако при уменьшении В/Ц величина аутогенной усадки возрастает. Для высокопрочных бетонов при В/Ц = 0,30 величина деформаций аутогенной усадки сравнима с усадочными деформациями при высыхании [3], причем значительный рост деформаций аутогенной усадки наблюдается в первые 24 ч.

Карбонизационная усадка составляет до 20 % от полной усадки, и она необратима по своей природе. Она вызывается химической реакцией, протекающей между гидроксидом кальция  $\text{CaOH}_2$  и диоксидом углерода  $\text{CO}_2$ , т. е. степень карбонизации зависит от влажности бетона и окружающей среды, а также от размеров поперечного сечения конструкции.

**Усадка при высыхании.** Основные факторы, влияющие на усадку, обусловленную испарением влаги: класс бетона, тип цемента, форма образца, условия внешней среды, осадка конуса, содержание воздуха в образце [4, 5]. Усадка при высыхании также зависит от степени гидратации цемента и от типа и содержания заполнителей, поскольку сдерживающее действие частиц заполнителя существенно влияет на интенсивность движения влаги в микроструктурах цементной пасты [4, 6, 7]. Если влажность среды, в которой находится бетонный образец, ниже содержания влаги в бетоне, то это приводит к испарению структурно связанной воды и воды из капилляров и мелких пор. В свою очередь, потеря воды из мелких пор и капилляров находится в непосредственной зависимости от размеров образца [8].

В работе [9] указано, что для керамзитобетона основным фактором усадки, обусловленной испарением влаги, является водопоглощение керамзита, модуль упругости и снижение внутренней относительной влажности бетона. В результате исследований предложена формула для определения усадки при высыхании:

$$\Delta \varepsilon^{sh} = \alpha^{sh} \cdot \Delta h^{avg}, \quad (1)$$

где  $\alpha^{sh}$  – коэффициент усадки;

$h^{avg}$  – изменение внутренней влажности бетона.

В работе [8] эмпирически установлено, что чем выше модуль упругости керамзитобетона, тем ниже деформации усадки, обусловленной высыханием.

В [10] предложено коэффициент усадки легкого бетона в момент времени  $t$  определять следующим образом:

$$\alpha^{sh}(t) = \frac{E_{c(t\infty)}}{E_{c(t)}} \cdot \Delta\varepsilon_{\infty}^{sh}, \quad (2)$$

где  $E_{c(t\infty)}$  – модуль упругости легкого бетона;

$E_{c(t)}$  – модуль упругости легкого бетона в момент времени  $t$ ;

$\Delta\varepsilon_{\infty}^{sh}$  – предельная усадочная деформация, определенная экспериментами.

**Аутогенная усадка.** Эта усадка не вызывает существенных внутренних напряжений в бетоне и протекает в раннем периоде при возникновении новообразований продуктов гидратации, объем которых меньше, чем абсолютные объемы исходного негидратированного цемента и воды [2]. В гидратирующей цементной пасте образуется пространство в виде пустот. Чем ниже водоцементное отношение, тем меньше диаметр образующихся пор и тем больше капиллярное натяжение.

Аутогенную усадку можно разделить на четыре стадии. Для I стадии характерно уравнивание температуры образца с температурой окружающей среды в первые десять часов после заливки, что сопровождается понижением температуры после интенсивного перемешивания бетонной смеси в результате механической энергии, передаваемой от бетономешалки. В результате исследований I стадии аутогенной усадки [11, 12], опытные данные показали небольшое расширение керамзитобетона в течение первых пяти часов.

Стадия II – нейтральная стадия. Как только образец охлаждается до температуры окружающей среды, термическое сжатие прекращается, и развивается незначительное напряжение, в то время как смесь все еще находится в состоянии покоя, который длится около пяти часов.

Окончание периода покоя свидетельствует о быстром и резком снижении усадки в течение короткого периода времени, характерного для III стадии. Эта недолгая стадия генерирует 58 % всей деформации аутогенной усадки до 7 дней и совпадает с повышением температуры. Это указывает на то, что значительная деформация является результатом интенсивной гидратации цемента, которая

потребляет поровую влагу и вызывает уменьшение внутренней относительной влажности. Возникает отрицательное капиллярное давление, оказывающее сжимающее напряжение на стенки пор [13]. Капиллярный эффект связан с тем, что поры, образующиеся в цементной матрице, меньше чем поры в керамзите [11].

В IV стадии усадочная деформация переходит в устойчивую стадию, сопровождающуюся снижением температуры образца. Эта стадия распространяется на более поздний период, до 50 часов, с почти постоянной скоростью деформации.

Авторы [14] описывают аутогенную усадку тремя стадиями в течение первого дня после смешивания бетона, а именно: жидкая, скелетообразующая и фаза упрочнения. Во время жидкой фазы все объемные изменения происходят в вертикальном направлении. Эта стадия характеризуется отсутствием напряжения внутри бетона. Во время фазы формирования скелета вследствие жесткости цементной пасты образуется жесткая структура, и бетон оказывает сопротивление некоторым химическим напряжениям усадки. Примерно через четыре часа бетон входит в третью фазу, где он развивает достаточную жесткость и становится устойчивым к деформациям химической усадки.

С появлением высокопрочных легких бетонов с низким водоцементным отношением и с применением сверхпластичных химических добавок, аутогенная усадка проявляется гораздо значительнее, особенно в очень раннем периоде. Влияние изменения влажности окружающей среды на аутогенную усадку было рассмотрено авторами [15, 16]. В работе [13] исследовались деформации усадки опытных образцов в течение первых 24 часов при влажности 40 %, 100 % и при ветре 2 м/с (рисунок 1, 2). Результаты исследований показали увеличение деформаций усадки до 15 % при уменьшении влажности воздуха от 100 % до 40% в первые часы измерений аутогенной усадки. При использовании предварительно увлажненного керамита значение аутогенной усадки керамзитобетона снизилось на 35 % по сравнению с эталонным керамзитобетонным образцом в работе [17]. Также результаты исследований показали, что с уменьшением прочности керамзитового гравия, увеличивается значение деформаций аутогенной усадки. Применение предварительно увлажненного керамзита в течение 24 суток позволило максимально снизить деформации аутогенной усадки керамзитобетона [6,22].

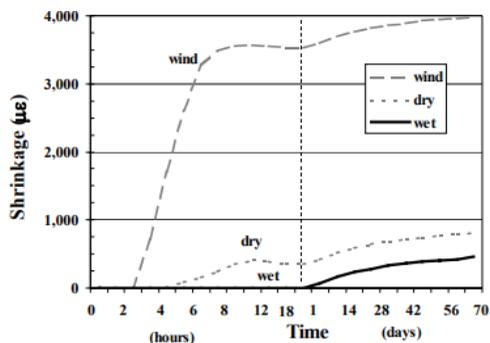


Рис. 1. Влияние влажности на относительные деформации аутогенной усадки (shrinkage, µε) в первые 24 часа (time, часы) [15]:  
 а) wind – при ветре 2 м/с; б) dry – при влажности 40 %;  
 в) wet – при влажности 100 %

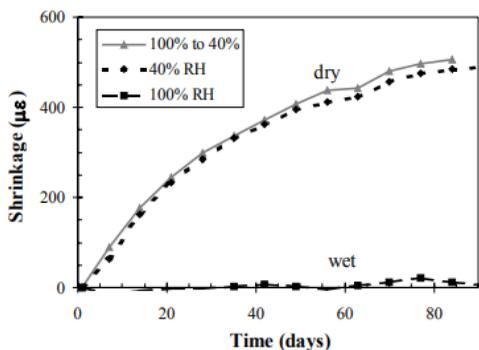


Рис. 2. Влияние влажности на относительные деформации аутогенной усадки (shrinkage, µε) в течение 80 дней (time, дни) [15]:  
 а) dry – при влажности 40 %; б) wet – при влажности 100 %

**Карбонизационная усадка.** Карбонизация происходит в результате взаимодействия углекислого газа ( $\text{CO}_2$ ) с гидратированным цементом (гидроокисью кальция). При наличии влаги  $\text{CO}_2$  образует угольную кислоту, которая реагирует с кристаллами гидроксида кальция ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) с образованием карбоната кальция ( $\text{CaCO}_3$ ), который осаждается в пустых порах. Сопутствующим процессом карбониза-

ции является сжатие бетона, происходит уменьшение в объеме цементного камня, называемое карбонизационной усадкой.

Карбонизация идет от поверхности бетона внутрь, однако протекает очень медленно. Фактическая скорость карбонизации зависит от проницаемости бетона, его влажности, содержания  $\text{CO}_2$  и относительной влажности окружающей среды. Бетон с высоким водоцементным отношением и в тоже время недостаточно затвердевший будет более подвержен карбонизации. В работах [18, 19] анализировались карбонизационная и усадка при высыхании в зависимости от влажности окружающей среды на открытом воздухе (рисунок 3). По результатам испытаний отмечено, что карбонизационная усадка больше у образцов, защищенных от дождя, но подвергнутых воздействию влажного воздуха, чем периодически находящихся под дождем.

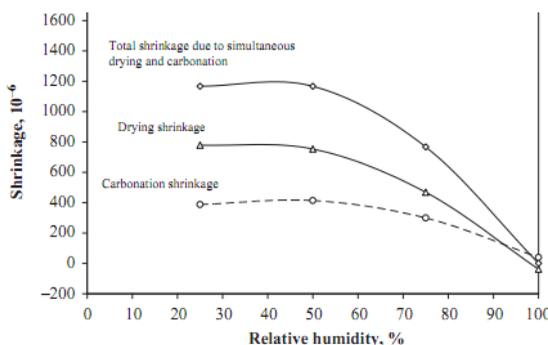


Рис. 3. Зависимость относительных деформаций усадки (shrinkage,  $10^{-6}$ ) от влажности окружающей среды (relative humidity, %) [19]

- а) drying shrinkage – усадка при высыхании; б) carbonation shrinkage – карбонизационная усадка; в) total shrinkage – полная усадка (усадка при высыхании и карбонизационная)

**Заключение.** Негативное воздействие усадки бетона при высыхании проявляется в виде усадочных трещин на поверхности конструкций. Усадочные трещины вследствие усадки, обусловленной испарением влаги, появляются в первую очередь у ребер, в местах быстрого высыхания, в местах резкого перепада сечений по высоте [20].

Если аутогенная усадка достигает 1мм/м в раннем периоде, то высок риск трещинообразования [15].

Влияние карбонизационной усадки более велико у меньших по объему образцов или у образцов с меньшей поверхностной площадью [21]. Окончательный эффект от карбонизационной усадки для оценки долгосрочной усадки полноразмерных бетонных элементов следует учесть при экстраполяции данных, определенных на небольших образцах в лаборатории.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шмитько, Е. И. Влажностная усадка бетона: влияние состава и структуры применяемых пластифицирующих добавок / Е. И. Шмитько [и др.] // Вестник Инженерной школы ДВФУ. – 2020. – Т. 1. – № 42. – С. 128–135.

2. Technical committee report on autogenous shrinkage of concrete : proceedings of international workshop / ed.: E. Tazawa. – Hiroshima ; Japan : Japan Concrete Institute, 1996. – P. 1–63.

3. Майоров, А. В. Аутогенная усадка бетона / А. В. Майоров, Д. Е. Мандрико // Академическая публицистика. – 2019. – № 12. – С. 59–61.

4. Каримов, И. Ш. Механизм усадочных деформаций бетона и факторы, влияющие на них (обзор) : Часть 1 / И. Ш. Каримов // Технологии бетонов. – 2010. – № 5–6. – С. 22–24.

5. Test for length change of hardened hydraulic cement mortar and concrete : ASTM C 157/C 157M–08. – Publ. date. 01.10.2008. – West Conshohocken : ASTM International, 2008. – 7 p.

6. Fujiwara, T. Effect of aggregate on drying shrinkage of concrete / T. Fujiwara // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2008. – Vol. 6, iss. 1. – P. 31–44.

7. Rzhnevskaya, V. A. Shrinkage of expanded clay concrete: A review / V. A. Rzhnevskaya // AlfaBuild. – 2020. – Vol. 15, iss. 3. – 6 p.

8. A comparison study of the mechanical properties and drying shrinkage of oil palm shell and expanded clay lightweight aggregate concretes / P. Shafiqh [et al.] // Materials & Design. – 2014. – Vol. 60. – P. 320–327.

9. Choi, S. Internal relative humidity and drying shrinkage of hardening concrete containing lightweight and normal-weight coarse aggregate

gates: A comparative experimental study and modeling / S. Choi // *Constructions and Buildings materials*. – 2017. – Vol. 148. – P. 288–296.

10. Bazant, Z. P. Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms / Z. P. Bazant, Y. Xi // *Materials and Structures*. – 1994. – Vol. 27, iss. 1. – P. 3–14.

11. Bentur, A. Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates / A. Bentur, Sh. Igarashi, K. Kovler // *Cement and Concrete Research*. – 2001. – Vol. 31. – P. 1587–1591.

12. Effects of artificial lightweight aggregate on autogenous shrinkage of concrete / K. Kohno [et al.] // *Cement and Concrete Research*. – 1999. – Vol. 29, iss. 4. – P. 611–614.

13. Laboratory study on the effect of polypropylene fiber on durability, and physical and mechanical characteristic of concrete for application in sleepers / A. A. Ramezani pour [et al.] // *Constructions and Buildings materials*. – 2013. – Vol. 44. – P. 411–418.

14. Effect of prewetting degree of ceramsite on the early-age autogenous shrinkage of lightweight aggregate concrete / T. Ji [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2015. – Vol. 98. – P. 102–111.

15. Holt, E. E. Early age autogenous shrinkage of concrete / E. E. Holt. – Espoo ; Finland : Finland Technical Research Centre of Finland, 2001. – 197 p.

16. Tazawa, E. I. Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste / E. I. Tazawa, S. Miyazawa // *Cement and Concrete Research*. – 1995. – Vol. 25, iss. 2. – P. 281–287.

17. Effect of lightweight aggregate type on early-age autogenous shrinkage of concrete / Y. Zhuang [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2016. – Vol. 120. – P. 373–381.

18. Neville, A. M. Properties of concrete. / A. M. Neville. – 4th ed. – Harlow ; UK : Pearson Prentice Hall, 2006. – 844 p.

19. Verbeck, G. J. Carbonation of hydrated Portland cement / G. J. Verbeck // *ASTM International. Special Publication*. – 1958. – Vol. 205. – P. 17–36.

20. Бондаренко, В. М. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высшая школа, 1987. – 386 с.

**КОНСТРУКЦИОННО-ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЕ  
И ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЕ СТЕНОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ  
ИЗ НЕАВТОКЛАВНОГО ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА  
НА ГРАНИТОИДНОМ МИКРОЗАПОЛНИТЕЛЕ.**

*САМУЙЛОВ Ю. Д.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Для строительной отрасли Республики Беларусь одной из приоритетных является задача увеличения объема индивидуального жилищного строительства, обеспечения снижения его стоимости и повышения качества эксплуатационных характеристик. Для решения данной задачи организуются производства стеновых блоков из различных теплоизоляционно-конструкционных материалов с заданными свойствами, получаемых по различной технологии с использованием, в том числе, доступного местного сырья.

В настоящее время для возведения малоэтажных зданий и заполнения монолитных и сборных железобетонных высотных зданий широко используются ячеистобетонные стеновые блоки. Эти блоки имеют ряд преимуществ, среди которых можно отметить относительную однородность структуры и свойств по объему блока, широкий ассортимент плотностно-прочностных показателей, стойкость к гниению, негорючесть, сравнительно малую усадку, удобство в обработке, легкость и крупность размеров блоков. Успешное использование ячеистых бетонов в строительной отрасли связано с тем, что многие конкурирующие материалы, применяемые при производстве стеновых блоков, уступают им по ряду показателей.

Однако технологии не стоят на месте. В современных условиях, для организации производства строительных материалов стоит задача дальнейшего совершенствования наиболее оптимальных технологий. С целью улучшения качества неавтоклавных ячеистых бетонов и сопутного внедрения в состав ячеистого бетона новых перспективных компонентов, представленных мелкофракционными гранитоидными отсевами ОАО «Гранит» и микрокремнеземом, в

НИИЛ БиСМ БНТУ был проведен ряд исследований, результаты которых будут представлены ниже [1].

**Технология производства неавтоклавного газобетона на гранитоидном микрозаполнителе в лабораторных условиях.** Образцы неавтоклавного газобетона изготавливали в лабораторных условиях по технологии, которая включает в себя следующие стадии:

- приготовление газобетонной смеси;
- заливка в форму и вспучивание (вибровспучивание: частота – 50 Гц; амплитуда – 272,5 мкм) газобетонной смеси;
- выдержка вспученных образцов, в течение до 48 ч, до набора распалубочной прочности;
- срезка горбушки и распалубка образцов газобетона;
- тепловлажностная обработка (ТВО) образцов газобетона;
- сушка образцов газобетона (при необходимости).

Процесс приготовления газобетонной смеси включает в себя следующие операции:

- дозирование и гомогенизация компонентов для приготовления алюминиевой суспензии в отдельной емкости (вода + ПАВ (в качестве ПАВ использовался жидкий ( $C_p = 30\%$ ) гиперпластификатор «Стахемент 2000-М») + газообразователь (алюминиевая пудра ПАП));

- дозирование и перемешивание воды, цемента (в качестве цемента использовался портландцемент ЦЕМ I 42,5 Н, производства ОАО «Кричевцементношифер»), растертой комовой извести (при необходимости) и алюминиевой суспензии в основной емкости для перемешивания газобетонной смеси;

- добавка в основную емкость для перемешивания гранитоидного микрозаполнителя и окончательное перемешивание всех компонентов газобетонной смеси.

В случаях использования микрокремнезема введение в смесь последнего производилось вместе с гранитоидным микрозаполнителем. Процесс вспучивания осуществляли в двух вариантах: либо путем выдержки формы с газобетонной смесью в состоянии покоя, либо с помощью воздействия на форму вибрированием на мультислотной виброплощадке.

Формы с газобетонными образцами, в течение 48 часовой выдержки, укрывали полиэтиленовой пленкой, во избежание потери образцами влаги.

Срезку горбушки осуществляли с помощью возвратно-поступательного движения металлической проволоки, по аналогии с производственными приемами.

Тепловлажностная обработка образцов газобетона производилась в течение 48 ч (два цикла) по следующему режиму (рис. 1), в сушильном шкафу. Во избежание потерь влаги, перед началом тепловлажностной обработки извлеченные из форм образцы газобетона смачивали и укрывали полиэтиленовой пленкой.

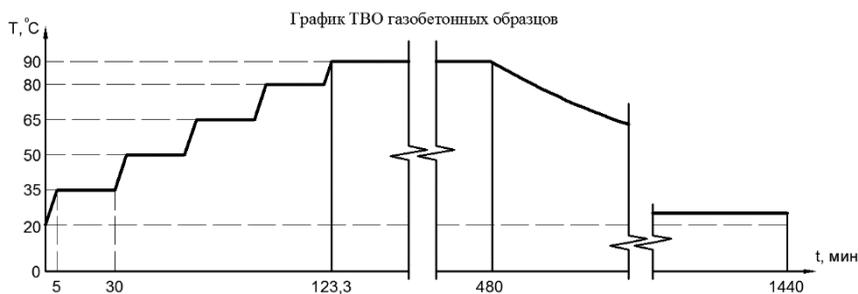


Рис. 1. График тепловлажностной обработки

Сушка образцов газобетона производилась в течение 24 ч (1 цикл), режим сушки аналогичен режиму на рис. 1; остаточная влажность образцов газобетона на выходе не превышала 5 %.

**Основные характеристики полученного ячеистого бетона.** Результаты экспериментальных исследований предлагаемой технологии получения газобетона неавтоклавного твердения, основанной на использовании в качестве микрозаполнителя гранитоидного отсева, показали, что она позволяет расширить качественные характеристики неавтоклавного газобетона по сравнению с традиционными аналогами. Экспериментально полученные данные таблицы 1 наглядно демонстрируют данный результат.

Таблица 1

Сравнительный анализ характеристик неавтоклавного газобетона по предлагаемой технологии и по СТБ 1570-2005

Вид бетона	Марка по плотности	Класс прочности	Неавтоклавный ячеистый бетон (по СТБ 1570-2005)	Неавтоклавный газобетон, по предлагаемой технологии (для $\bar{V} = 8\%$ , $K_T=1,1$ , по ГОСТ 18105-2010)
1	2	3	5	6
Теплоизоляционный	D100	–	–	+
	D150	–	–	+
	D200	–	–	+
	D250	–	–	+
	D300	–	–	+
	D350	B0,5	–	+
	D400	B0,5	+	+
		B0,75	+	+
		B1	+	+
Теплоизоляционно-конструкционный	D350	B0,5	–	+
	D400	B0,5	+	+
		B0,75	+	+
		B1	+	+
	D450	B0,5	+	+
		B0,75	+	+

1	2	3	5	6
Теплоизоляционно-конструкционный	D450	B1	+	+
		B1,5	-	+
	D500	B0,5	+	+
		B0,75	+	+
		B1	+	+
		B1,5	-	+
		B2	-	+
	D550	B1	+	+
		B1,5	+	+
		B2	-	+
		B2,5	-	+
	D600	B1,5	+	+
		B2	+	+
		B2,5	+	+
		B3	-	+
	D650	B1,5	+	+
		B2	+	+
		B2,5	+	+
	D650	B3	-	+
		B3,5	-	+
	D700	B1,5	+	+
		B2	+	+
		B2,5	+	+
		B3,5	+	+
		B4	-	+
	D750	B2,5	+	+
		B3,5	+	+
		B5	+	-
	D800	B2,5	+	+
		B3,5	+	+
		B5	+	+
	D900	B2,5	+	+
		B3,5	+	+
B5		+	+	
B7,5		+	-	

**Примечание:** «+» – производится «-» – не производится. Содержание микрозаполнителя не менее 50 % от массы цемента

Данные таблицы 1 справедливы для смесей с содержанием гранитного микрозаполнителя не менее 50 % от массы вяжущего.

В случае необходимости, большой расход вяжущего дает возможность получить более высокие классы прочности.

Из данных о теплофизических свойствах неавтоклавнога газобетона на основе гранитоидного и песчаного микрозаполнителя, представленных в таблице 2, следует, что в целом наблюдается тенденция к снижению теплопроводности газобетона равной плотности, полученного на гранитоидном микрозаполнителе.

Таблица 2

Сравнительный анализ теплопроводности газобетона

Марка по плотности	$\lambda$ (в сухом состоянии), для ячеистого бетона на песчаном микрозаполнителе (значения по СТБ 1570-2005), Вт/(м·°C)	$\lambda$ (в сухом состоянии), для ячеистого бетона на гранитоидном микрозаполнителе, Вт/(м·°C)
1	2	3
D100	–	0,048
D150	0,055	0,055
D200	0,060	0,063
D250	0,070	0,071
D300	0,080	0,079
D350	0,090	0,087
D400	0,100	0,096
D450	0,110	0,105
D500	0,120	0,115
D550	0,130	0,126
D600	0,140	0,138
D650	0,160	0,151
D700	0,180	0,165
D750	0,200	0,180
D800	0,210	0,194
D900	0,240	0,224

Это очевидно связано с тем, что собственная теплопроводность кварцевой породы выше, чем гранитоидной (табл. 3).

Таблица 3

Характеристики сыпучих материалов, полученных из кварцевого песка и гранитоидного отсева, идентичных фракционных составов

Вид материала	Показатель	Ед. изм.	Кол-во	Изменение показателя, %
Кварцевый песок	Насыпная плотность в сухом состоянии	кг/м <sup>3</sup>	1380	100
	Коэффициент теплопроводности	Вт/(м·К)	0,26	100
Гранитоидный отсев	Насыпная плотность в сухом состоянии	кг/м <sup>3</sup>	1520	110,1
	Коэффициент теплопроводности	Вт/(м·К)	0,22	84,6

**Ячеистый бетон пониженной плотности для изготовления теплоизоляционных плит.** Лабораторный опыт внедрения в неавтоклавный ячеистый бетон микрокремнезема создал возможность получения образцов с беспрецедентно низкой плотностью. Графическая зависимость на рисунке 2 показывает, что полученный ячеистый бетон, имеющий плотность 100 кг/м<sup>3</sup>, имеет достаточную для теплоизоляционного материала прочность. Кубик с ребром 10 см способен выдержать без разрушения вес в 39 кг (при равномерно распределенной нагрузке).

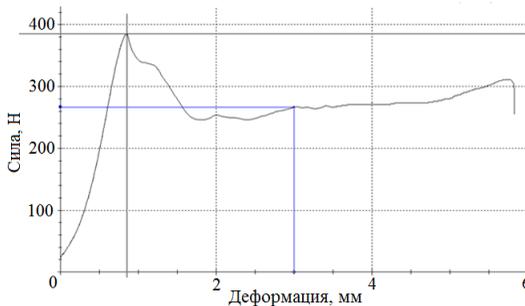


Рис. 2. График зависимости нагрузки от деформации при испытании образца-куба ребром 10 см (неавтоклавный ячеистый бетон плотностью 100 кг/м<sup>3</sup>)

Прочность такого ячеистого бетона составляет 0,039 МПа, теплопроводность – 0,048 Вт/(м·°С). Для сравнения: теплопроводность реализуемого на рынке РБ пеностекла [2] – 0,05 Вт/(м·°С), прочность – 0,6 МПа, плотность – 160 кг/м<sup>3</sup>. Если залить ячеистый бетон плотностью 100 кг/м<sup>3</sup> между двух 3-хмиллиметровых оболочек плотного бетона на гранитном микрозаполнителе, то можно получить хороший негорючий аналог дорогостоящему теплоизоляционному материалу (рис. 3).



Рис. 3. Теплоизоляционная плита из сверхлегкого ячеистого бетона

Расход цемента для таких теплоизоляционных панелей не превышает 50 кг на 1м<sup>3</sup> изделия.

Данный вид теплоизоляционных плит можно успешно использовать и при каркасном строительстве (рисунок 4).



Рис. 4. Пример использования теплоизоляционных плит из неавтоклавноого ячеистого бетона пониженной плотности в возведении перегородки при каркасном строительстве

Для обеспечения термического сопротивления стены  $R_{т.норм} = 3,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$  толщина теплоизоляционной плиты должна быть не менее 150 мм. При размерах плиты  $600 \times 150 \times 1300$  мм ее вес не превысит 25 кг (с учетом плотных внешних оболочек и естественной влажности).

**Ячеистый бетон для изготовления теплоизоляционно-конструкционных блоков.** Для наглядной демонстрации эффективности технологии неавтоклавного ячеистого бетона на гранитоидном микрозаполнителе в сегменте конструкционно-теплоизоляционных стеновых материалов приведена таблица 4.

Таблица 4

Рекомендуемые аналоги стеновых блоков из неавтоклавного ячеистого бетона для популярных представителей из других материалов

Внешний вид	Класс (марка) по прочности на сжатие	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Размеры, мм	Масса блока, кг	Блоков в 1 м <sup>3</sup>	R <sub>т</sub> , кладки м <sup>2</sup> ·°С/Вт	Расход цемента на 1 м <sup>3</sup> , кг
1	2	3	4	5	6	7	8
Блок из арболита							
	B1,5	600	390×390×190	20	35	3,25	–
Аналог из ячеистого бетона неавтоклавного твердения для блоков из арболита							
	B1,5	450	350×600×200	20	24	3,33	294

Окончание табл. 4

1	2	3	4	5	6	7	8
Керамзитобетонный блок строительный «ТермоКомфорт»							
	B2	650	400×340×240	22	313	3,39	–
Аналог из ячеистого бетона неавтоклавного твердения для керамзитобетонных блоков							
	B2	500	400×500×200	22	25	3,48	348
Блок керамический поризованный пустотелый пазо-гребневый							
	B2,5	950	250×250×188	13	85	0,71	–
Аналог из ячеистого бетона неавтоклавного твердения для блока керамического поризованного (под дополнительное утепление)							
	B2,5	600	250×600×200	20	34	1,81	404

**Направление использования технологии.** Как уже показано ранее, представленная технология подходит для производства штучных сборных изделий из неавтоклавного ячеистого бетона конструкционно-теплоизоляционного и теплоизоляционного назначения.

Возможно использование данной технологии в монолитном строительстве (для заливки стен малоэтажных зданий и заполнения

монолитных и сборных железобетонных каркасов высотных зданий) и при применении строительной 3D-печати (для теплоизоляции и упрочнения полостей распечатанной несъемной опалубки). При этом необходимо учитывать ряд ее особенностей.

Процесс вспучивания газобетона зависит от реологии смеси, в связи с этим по консистенции и особенностям процесса вспучивания ячеистобетонные смеси на гранитоидном микрозаполнителе можно разделить на два типа: первый тип - текучие-самовспучивающиеся; второй тип – вязкие-вибровспучивающиеся.

Текучие-самовспучивающиеся газобетонные смеси обладают высокой текучестью за счет относительно высокого содержания воды. В связи с этим газобетон, полученный из таких смесей, значительно уступает по прочности газобетону, полученному из смесей второго типа в уровне прочностных характеристик.

Вибровоздействие на опалубку (либо непосредственно на смесь погружными вибраторами) позволяет использовать вязкие-вибровспучивающиеся газобетонные смеси, которые характеризуются значительно большей прочностью газобетона, при том же расходе вяжущего. Помимо этого, процесс вспучивания таких смесей происходит более равномерно, что дает возможность избежать роста горбушки, которая уходит в отход.

**Заключение.** В НИИЛ БиСМ БНТУ разработана технология неавтоклавного ячеистого бетона, использующая в качестве одного из основных компонентов сравнительно новые для данного направления микрозаполнители, представленные низкофракционным гранитным отсевом ОАО «Гранит» и микрокремнеземом.

Данная технология позволяет существенно расширить ассортимент неавтоклавных ячеистых бетонов по классам прочности и прочности, представленный в СТБ 1570-2005.

Представленная технология весьма эффективна в сегменте производства штучных сборных конструктивно-теплоизоляционных стеновых элементов и теплоизоляционных панелей.

Кроме того, представленная технология может быть успешно использована в монолитном строительстве (для заливки стен малоэтажных зданий и заполнения монолитных и сборных железобетонных каркасов высотных зданий) и при применении строительной 3D-печати (для теплоизоляции и упрочнения полостей распечатанной несъемной опалубки).

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Самуйлов, Ю. Д. Неавтоклавный газобетон: технология получения, особенности применения в монолитном строительстве, разрушающий способ контроля прочности на сжатие / Ю. Д. Самуйлов // Проблемы современного бетона и железобетона. – 2016.
2. ПЕНОСТЕКЛО.БЕЛ // Официальный сайт [Электронный ресурс]. – 2021. – Режим доступа: <https://пеностекло.бел>. – Дата доступа: 19.05.2021.
3. Бетоны ячеистые. Технические условия : СТБ 1570-2005. – Введ. 01.01.1990. – Мн.: Минстройархитектуры, 2005. – 24 с.
4. Инструкция по изготовлению изделий из ячеистого бетона : СН 277-80. – Введ. 07.02.1980. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 47 с.
5. Арболит-блок // Официальный сайт [Электронный ресурс]. – 2021. – Режим доступа: <https://arbolit-blok.by>. – Дата доступа: 21.05.2021.
6. ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» // Официальный сайт [Электронный ресурс]. – 2021. – Режим доступа: <http://www.keramzit.by>. – Дата доступа: 21.04.2021.
7. ОАО «Горынский комбинат строительных материалов» // Официальный сайт [Электронный ресурс]. – 2021. – Режим доступа: <http://gorksm.by>. – Дата доступа: 08.05.2021.

УДК 691:620.179.1

### **ВЛИЯНИЕ ТОЛЩИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА НА ФЕРРОМАГНИТНЫЕ СВОЙСТВА АРМАТУРЫ**

*ЧИКУЛАЕВ Г. С., ЯКИМОВИЧ В. Д.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Железобетон широко известен как долговечный материал, в большинстве случаев не нуждающийся в какой-либо защите от воздействия внешней среды. Бетон, представляющий собой искусственный каменный материал, может быть изготовлен достаточно прочным и стойким к агрессивным воздействиям, а стальная арма-

тура обычно находится под надежной защитой слоя этого бетона. Действительно, большинство старых железобетонных конструкций и сооружений, относящихся к первым десятилетиям XX века, подтверждает репутацию железобетона как долговечного материала. Однако известно немало фактов, когда происходят как местные повреждения, так иногда и значительные разрушения железобетонных конструкций. Коррозия арматуры вызывает эти разрушения железобетонных конструкций. Существует две основные схемы развития процессов коррозии железобетонных конструкций. По первой схеме коррозия арматуры начинается после разрушения бетона в защитном слое, где причиной повреждения конструкции является недостаточная стойкость бетона. Развитие коррозии по второй схеме начинается с арматуры, когда бетон не обладает достаточными защитными свойствами, но и не разрушается под действием среды, которая в данном случае не является по отношению к нему агрессивной. Разрушение бетона происходит под давлением растущей на арматуре ржавчины, т. е. носит чисто механический характер. Причина разрушения бетона из-за арматуры вызвана тем что в процессе коррозии выделяется ржавчина, чей объем превышает изначальный объем арматуры в 2–3 раза. Обычно такого рода разрушение железобетонных конструкций вызывается действием влажного воздуха или периодического увлажнения и характерно для влажных цехов, особенно при загрязнении атмосферы агрессивными газами. Опасность второй схемы развития коррозии заключается в том что длительный промежуток времени визуально не возможно зафиксировать процессы разрушения конструкций проходящие внутри.

В связи с этим контроль и обнаружение коррозии арматуры в конструкции является важным фактором для увеличения сроков эксплуатации сооружений. Существуют различные методы для контроля коррозии арматуры. На данный момент на кафедре «Технология бетона и строительные материалы» разработан частотный разнодно-ферромагнитный метод оценки коррозионного состояния арматуры. Данный метод основан на том что в определенной области генерируемых частот ферромагнитные свойства самой стали и продуктов ее коррозии различаются [1]. И этот факт позволяет установить зависимости ухода частоты от коррозионных потерь стали. На основе данного метода разрабатывается прибор «измеритель степени коррозии арматуры» (ИСКА), позволяющий осу-

шествлять две функции – вначале устанавливать толщину защитного слоя бетона, а уже с ее учетом – степень коррозии арматуры.

На результаты полученные данным прибором оказывают влияния различные факторы, такие как толщина защитного слоя бетона, вид арматуры, и др.

Основная погрешность измерений степени коррозии арматуры обусловлена изменением толщины защитного слоя бетона (зазора  $\delta$  между датчиком и измеряемым стержнем), которая в реальных условиях в зависимости от различных факторов может колебаться в достаточно широких пределах.

Было установлено, что некоторая погрешность измерений толщины защитного слоя определяется степенью коррозии арматуры из-за миграции ферромагнитных продуктов коррозии в защитный слой бетона.

С целью определения величины этой погрешности проведены экспериментальные исследования на образцах бетона с различной степенью коррозии при одной и той же толщине защитного слоя. Степень коррозии определялась ЧРФ-методом. Контрольные образцы с одинаковой степенью коррозии арматуры разрушались и оценивались визуально по 5-тибалльной системе, предложенной С. Н. Алексеевым [2] и приведенной в таблице 1.

Таблица 1

Визуальная оценка степени коррозии

№ п/п	Характер поверхности стержня	Балл	Номер исследуемого стержня
1	Совершенно чистая поверхность	0	Образец
2	Коррозия точками и пятнами. Язв и пластинок нет. Площадь коррозии 50 %	I	66
3	То же, площадь коррозии более 50 %	II	309
4	Кроме налета на отдельных участках пластинчатая ржавчина и язвы. Площадь коррозии не более 25 %	III	438
5	То же, площадь коррозии до 50 %	IV	523
6	То же, площадь коррозии свыше 50 %	V	441

До начала измерений производилась тарировка прибора по некорродированному образцу при толщине защитного слоя 20 мм.

Измерения проводились при помощи датчика отмечая показания прибора. Разброс показаний прибора для стержней с различной степенью коррозии при одной и той же толщине защитного слоя объясняется тем, что некоторые образцы имели трещины с шириной раскрытия 1–3 мм и продукты коррозии проникли на поверхность бетонного образца.

Было выявлено, что при определении максимальной толщины защитного слоя бетона, кривая «толщина защитного слоя – показания прибора» становится крутой и точность определений снижается. В связи с этим рабочий диапазон прибора для измерения толщин защитного слоя представлен в виде табл. 2.

Как оказалось, максимальная погрешность измерения толщины защитного слоя для стержней с различной степенью коррозии не превышает 2 мм, т. е. 10 % в рабочем диапазоне.

Таблица 2

Рабочий диапазон измерений толщины защитного слоя бетона для различных марок стали и диаметра арматуры

Диаметр арматуры, мм	Марка стали	Класс арматуры	Расстояние от датчика до арматуры, мм	
			минимальное	максимальное
4	Ст.3	S240	10	50
6	Ст.3	S240	10	50
8	Ст.3	S240	10	60
10	Ст.5	S500	10	60
12	Ст.5	S500	10	60
16	Ст.5	S500	10	60

**Заключение.** Проведенные эксперименты выявили рабочий диапазон прибора для измерения толщин защитного слоя. Максимальная погрешность измерения толщины защитного слоя бетона в рабочем диапазоне не превышает 10 %.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Барташевич, А. А. Новый неразрушающий метод контроля степени коррозии стальной арматуры / А. А. Барташевич, Л. Я. Френкель, В. В. Бабицкий // Бетон и железобетон. – 1974. – № 12. – С. 36–38.

2. Алексеев, С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С. Н. Алексеев. – Москва: Стройиздат, 1968. – 233 с.

УДК 691.175

## **К ВОПРОСУ О ПЛАСТМАССАХ И ПОЛИМЕРНЫХ КОМПОЗИТАХ**

*ШИРОКИЙ Г. Т., СИДОРОВА А. И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время развитие технологии и рост производства полимеров и полимерных материалов достигли достаточно высокого уровня. Это подтверждается практическим использованием во всех областях жизнедеятельности человека. Однако нормативные документы (ГОСТ, СТБ EN и др.) на полимерные материалы и литературные источники отличаются терминологией «определений» и поэтому требует определенной конкретизации.

ГОСТ 9.710 определяет полимерный материал как состоящий из полимера и добавок. В тоже время считается, что термин «полимерные материалы» является обобщающим и объединяет три группы таких материалов, как полимеры, пластмассы и их морфологическую разновидность «полимерные композиционные материалы (ПКМ)». Общим для всех групп является полимерная составляющая, которая и определяет их основные термомеханические и технологические свойства.

При этом существует принципиальное различие между полимером и полимерным материалом. Чтобы полимер стал материалом, в большинстве случаев в него необходимо вводить различные наполнители и другие компоненты. При этом полимер в композиционных материалах (в качестве матрицы) может применяться либо в чистом виде, либо как полимерное связующее.

Под полимерным связующим понимается композиция на основе полимера с добавлением различных добавок, таких как пластификаторы, стабилизаторы, растворители и др.

По определению ГОСТ Р 58060 полимерное связующее – полимерная (олигомерная) система, включающая в себя основной полимер (олигомер) или смесь полимеров (олигомеров), различные добавки и/или растворители, образующая полимерную матрицу после процесса формования полимерного композиционного материала.

Если проследить поэтапно историческую составляющую полимерных материалов, то первые полимерные материалы назывались «паркезин», «целлулоид», «ксилонит», «пластмасса (пластик)» и наконец «полимерные композиционные материалы (полимерные композиты)». Однако в настоящее время такие материалы в абсолютном большинстве называют либо «пластмассами, пластиками», либо «полимерными композиционными материалами, полимерными композитами».

Стандарты [ГОСТ 24888, 32794 (ISO 472)12020 (ISO 175) и др.] дают определение пластмассам (пластическим массам, пластикам) как материалам, представляющим собой композицию полимера или олигомера с различными ингредиентами, находящуюся при формировании изделий в вязко-текучем или высокоэластическом состоянии, а при эксплуатации – в стеклообразном или кристаллическом. При этом эластомеры, которые также могут перерабатываться литьем, не рассматриваются в качестве пластмасс.

Основанием для деления их на пластмассы и эластомеры является понятие о гибкости цепи макромолекул: у пластмасс макромолекулы полимеров при обычных условиях являются жесткими, у эластомеров – гибкими.

В химической энциклопедии (т. 5 за 1992 г.) приводится определение пластмассам (пластическим массам), или пластикам как материалам, основой которых являются синтетические или природные высокомолекулярные соединения (полимеры). Название «пластмасса» означает, что эти материалы под действием нагревания и давления способны формироваться и сохранять заданную форму после охлаждения или отверждения. Процесс формования сопровождается переходом пластически деформируемого (вязко-текучего или высокоэластического) состояния в твердое (стеклообразное или кристаллическое).

Из других источников «Пластмасса – это неметаллический композиционный материал на основе полимеров (смола), способный под влиянием нагревания и давления формироваться в изделия и устой-

чиво сохранять в результате охлаждения или отвердения приданную ему форму».

Как следует из определений официальных источников виды, форма и размеры наполнителей в пластмассах не оговорены, а, следовательно, могут быть использованы как дисперсные, так и другие разновидности.

В тоже время в ряде источников (не нормативных документов) пластмассы (композиционные пластмассы) определяются как композиционные материалы на основе полимеров, содержащие дисперсные или коротковолокнистые наполнители, пигменты и иные сыпучие компоненты. Наполнители в них не образуют непрерывной фазы. Они являются дисперсной фазой и располагаются в полимерной матрице (дисперсионной среде). Следовательно, физически пластмассы представляют собой гетерофазные материалы с изотропными физическими макросвойствами, что не нашло отражения в вышеуказанных Государственных и Международных стандартах.

Полимерные композиционные материалы условно считаются (опять-таки, не в нормативных документах) разновидностью пластмасс и отличаются тем, что в них используются не дисперсные, а армирующие наполнители (волокна ткани, ленты, войлок и др.), образующие в них самостоятельную непрерывную фазу. Отдельные разновидности таких полимерных композитов называют еще слоистыми пластиками.

В тоже время ГОСТ 32794 определяет полимерный композиционный материал (полимерный композит), как композит, матрица которого образована из термопластичных или термореактивных полимеров или эластомеров.

По определению ГОСТ Р 58060-2018 полимерный композиционный материал представляет собой искусственно созданный неоднородный сплошной материал, состоящий из двух и более компонентов с четкой границей раздела между ними, одним из компонентов которого является наполнитель, другим – полимерная матрица. При этом в обоих стандартах геометрические параметры таких наполнителей тоже не оговариваются.

В тоже время ГОСТ 33742 классифицирует полимерные композиты по типу наполнителя на микроформные, в том числе порошковые, гранульные и микросферные, как и в пластмассах.

По другим литературным источникам к полимерным композиционным материалам относятся полимеры, содержащие тоже дисперсные или мелко рубленные волокнистые наполнители, а также диспергированные до малого размера твердые частицы других полимеров. В древесно-наполненных полимерных композитах также используется древесная мука, мелкая щепка и другие дисперсные наполнители, которые тоже не образуют в них непрерывную фазу. Тем не менее, они считаются полимерными композитами.

Во многих источниках приводится классификация современных полимерных композиционных материалов в зависимости от типа применяемого наполнителя, в соответствии с которой они подразделяются на дисперсно-наполненные, называемые также дисперсно-упрочненными, и армированные, которые подразделяют на волокнистые, называемые волокнистыми, и листовые – текстолиты.

Кроме того, один и тот же стандарт (ГОСТ 32794-2014) дает определение *пластмассам* (*пластическим массам, пластикам*), как материалам, представляющим собой композицию полимера или олигомера с различными ингредиентами, находящуюся при формировании изделий в вязко-текучем или высокоэластическом состоянии, а при эксплуатации – в стеклообразном или кристаллическом, а *полимерным композитам* – как материалам, матрица, которых образована из термопластичных или термореактивных полимеров или эластомеров.

В чем разница? По существу, это просто разная интерпретация изложения одного и того же явления или в данном случае определения одного и того же материала.

Существуют противоречия в определении пластмасс и полимерных композиционных материалов и по многим другим источникам, что вносит существенную неопределенность таких материалов. Например, ГОСТ 34370-2017 (ISO 527-1) при установлении области применения стандарта указывает на «...пластмассы и композиты на основе пластмасс...»? Неопределенность в стандартах приводит к неопределенности изложения материала и в учебной литературе. Например, О. А. Коваленко в уч. пособии «Новые материалы» полимерными композиционными материалами (ПКМ), или пластиками, называет «системы, состоящие из полимерной матрицы (связующего) и упрочняющего наполнителя в виде волокон или порошкообразных веществ».

Вместе с тем все источники однозначно утверждают, что пластмассы, в том числе и полимерные композиты, являются композиционными материалами, основой которых служат полимеры, определяющие главные свойства и выполняющие роль связующего, соединяющего все компоненты материала в монолит.

Известно также, что процесс формования полимерных изделий (пластмасс, пластиков, полимерных композитов) сопровождается переходом пластически деформируемого (вязко-текучего или высокоэластического) состояния в твердое (стеклообразное или кристаллическое), что и стало, как известно, в свое время определяющим в названии таких материалов – «пластмассы». При переработке в определенных условиях они, как правило, проявляют пластичность и способность к формованию или деформации. Т. е. процесс образования такого материала состоит из перехода с вязко-текучего или высокоэластического состояния в твердое, аналогично получению бетонов по схеме:

**«бетонная смесь (тоже пластическая масса) → затвердевший бетон.**

При этом термин «пластмасса» (пластическая масса) составлен из сокращения двух слов: «пластический» и «масса» – изделия из пластмассы. Пластик тоже определяется, как способность материала принимать любые формы.

К пластикам относят материалы, обязательным компонентом которых является полимер, находящийся в период формования изделий в пластичном или вязко-текучем состоянии, а при эксплуатации – в стеклообразном или кристаллическом. При этом пластики могут быть как однородными, так и гетерогенными.

Следовательно, названия «пластмасса, пластическая масса, пластик» определяют не столько вещество или материал, сколько его технологическую составляющую «пластичность» и саму идею бесконечных трансформаций такого вещества – пластической массы.

ГОСТ 32794 определяет пластичность как способность твердых тел изменять форму без разрушения под воздействием внешних сил (растяжение, сжатие) и сохранять полную или остаточную деформацию после снятия нагрузки. А слово «пластичность» произошло от греческого «*plastikos*», что означает «годный для лепки, податливый» и многие столетия единственным пластичным материалом была глина. В настоящее время таких материалов великое множе-

ство. Однако, когда говорят о пластических массах подразумевают только материалы на основе полимеров.

По определению ГОСТ 32794 композиционный материал – сплошной продукт, состоящий из двух и более материалов, отличных друг от друга по форме или фазовому составу и/или химическому составу и/или свойствам, скрепленных, как правило, физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрицей) и ее наполнителями, включая армирующие компоненты. А полимерный композит определяется как материал, матрица которого образована из термопластичных или терморезактивных полимеров или эластомеров.

Следовательно, полимерные материалы (полимерные композиты и пластмассы) представляют собой затвердевшие композиционные составы, матрицей в которых служат полимеры, олигомеры и сополимеры, которые выполняют роль связующего, аналогично цементу в бетоне (ГОСТ 32794).

Можно также утверждать, что пластмассы являются полимерными композитами первого поколения, которые в процессе своего становления были наполнены только различными дисперсными частицами и являлись изотропными материалами. Современные полимерные композиты являются полимерными материалами уже следующего поколения и наряду с дисперсно-наполненными составами имеют и непрерывное наполнение.

Поэтому есть два варианта решения этого вопроса: либо внести изменения в Государственные стандарты и дать четкое определение пластмассам и полимерным композитам, либо и пластмассы и полимерные композиты последнего поколения в целом считать полимерными композитами, что и нашло отражение в стандартах последних лет (ГОСТы 32794-2014, 33742-2016, 32588-2013, ГОСТ Р 58060-2018).

По нашему мнению термин «полимерные композиты» более научно обоснованное название и в полной мере соответствует сущности таких материалов.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 9.710-84 Единая система защиты от коррозии и старения. Старение полимерных материалов. Термины и определения.

2. ГОСТ 12020- 2018 (ISO 175:2010) Пластмассы. Методы определения стойкости к действию химических сред.
3. ГОСТ 24888-81 Пластмассы, полимеры и синтетические смолы. Химические наименования, термины и определения
4. ГОСТ 32588-2013 Композиты полимерные. Номенклатура показателей.
5. ГОСТ 32794-2014 Композиты полимерные. Композиты полимерные. Термины и определения.
6. ГОСТ 33742-2016 Композиты полимерные. Классификация.
7. ГОСТ 34370-2017 (ISO 527-1: 2012) Пластмассы. Определение механических свойств при растяжении.
8. ГОСТ Р 58060-2018 Препреги наномодифицированные. Типы и основные параметры.
9. Кербер, М. Л. Полимерные композиционные материалы: структура, свойства, технология. – ЦОП Профессия, 2018.
10. Коваленко, О. А. Новые материалы: уч. пособие. – Алчевск, 2003.
11. Колосова, А. С. Современные полимерные композиционные материалы и их применение / А. С. Колосова // Международный ж-л прикладных и фундаментальных исследований. – 2018. – №5, ч. 1. – С. 245–250.

УДК 691.32:004.85

## **ПРИМЕНЕНИЕ АЛГОРИТМОВ МАШИННОГО ОБУЧЕНИЯ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА**

*ЯКИМОВИЧ Г. Д.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Аннотация.** Данная статья посвящена вопросам применения современных технологий в науке о бетоне, и в частности, использованию технологии машинного обучения для исследования и прогнозирования прочностных свойств, а в перспективе и для проектирования составов бетона.

Одним из важнейших вопросов технологии бетона на сегодняшний день остается проектирование бетонных смесей с требуемыми

характеристиками. С одной стороны, такой состав обеспечивает долговечность эксплуатации бетонных изделий и конструкций, тем самым увеличивая период эксплуатации, снижая тем самым эксплуатационные затраты. С другой стороны, хорошо спроектированный состав предполагает снижение расхода цемента, являющегося не только самым дорогим компонентом бетонно смеси, но и наименее экологичным. Производство одной тонны цемента сопряжено с выбросом 520 килограммов углекислого газа [1] в атмосферу, что делает вопрос экономии цемента еще более острым.

На данный момент имеется довольно широкий ряд прогнозирования прочности бетона. Наибольшую точность, обеспечивающую коэффициент вариации 13,5 %, показали пять формул [2], а именно, формула НИИЖБа, формула И. Н. Ахвердова, формула В. П. Сизова, формула В. В. Бабкова и модифицированная формула Вольфа. Все эти формулы определяющее значение отдают водоцементному отношению и непосредственно прочности вяжущего. Формулы Ахвердова, Сизова и модифицированная формула Вольфа предлагают учитывать качество заполнителя согласно табличным значениям.

В связи с ограниченностью технологий, в годы проектирования формул было достаточно проблематично учитывать все факторы, которых в процессе приготовления бетонной смеси достаточно много, включая физические свойства заполнителей, их геометрические параметры и т. д. Но в последнее время, с появлением на рубеже 2010-х высокопроизводительных графических ускорителей и роста их доступности, стали развиваться и технология, оперирующая с большими объемами данных, искусственный интеллект, и, в частности, такая его область как машинное обучение.

Главным принципом машинного обучения является построение алгоритмов, способных обучаться самостоятельно на наборах данных. Это облегчает нахождение зависимостей сложных зависимостей между входными данными и получаемым результатом. Недостатком такого способа для научной деятельности может быть лишь то, что результатом обучения модели является не формула с переменными, а большой массив правил, чтение которых крайне сложно для человека.

Обучение алгоритмов может проходить с учителем, без него и с подкреплением. Обучение с учителем проходит на размеченных данных, благодаря обучению на которых программа может выда-

вать те или иные ответы на неразмеченных. Способ обычно применяется для задач классификации или предсказания.

Обучение без учителя необходимо для выявления закономерностей, объяснение которых на машинном языке является затруднительным. В этом случае алгоритм сам математически разделяет данные на категории, выявляя их общие особенности по каким-либо критериям. Разновидностью такого способа является обучение с подкреплением, когда при каждом правильном ответе алгоритм получает поощрение со стороны, тем самым понимая, в какую сторону корректировать свое поведение.

Среди основных алгоритмов машинного обучения можно выделить следующие.

Линейная регрессия. Ее суть состоит в построении на графике с исследуемыми значениями прямой линии, для которой сумма квадратов расстояний от нее до любой точки будет минимальной.

Логистическая же регрессия прогнозирует вероятность того или иного бинарного состояния путем сравнения события с логистической кривой, и служит для решения задач классификации.

Наивная байесовская классификация, основана на строгом (иначе говоря, наивном) предположении о независимости признаков объектов друг от друга и применении к ним формулы Байеса. Позволяет решать задачи классификации данных.

Дерево решений – иерархическая древовидная структура, состоящая из узлов, являющихся последовательными решающими правилами, и листьев, являющихся финальным подмножеством (ответом) каждой ветви. Данный алгоритм позволяет решать задачи как классификации, так и регрессии.

Случайный лес. Представляет собой ансамбль, собранный из решающих деревьев. Каждое из деревьев учится на отдельной части обучающей выборки. Усредненный ответ в задаче регрессии, либо результат голосования большинства деревьев в задаче классификации, является более точным, чем результаты отдельных алгоритмов, обученных на выборке целиком.

Градиентный бустинг развивает идею случайного леса, и соединяет модели последовательно [3]. Каждая новая модель учится на ошибках предыдущей. При этом целью является минимизация среднеквадратичной ошибки, осуществляемая методом поиска ло-

кального минимума, известного как градиентный спуск. На данный момент является одним из самых эффективных.

Все задачи, решаемые методами машинного обучения, базируются на больших наборах данных, и чем больше их – тем более качественной получается модель. Для оценки перспективности машинного прогнозирования как такового мы использовали архивный набор данных составов бетона с их прочностями, предоставленный в свободный доступ [4] профессором I-Cheng Yeh из тайваньского университета Чунг Хуа.

Набор данных состоит из 1030 записей и собран из 17 различных источников. Набор имеет 8 атрибутов с расходами цемента, доменного шлака, золы-уноса, воды, суперпластификатора, крупного и мелкого заполнителя. Также имеются пометки о возрасте (1–365 дней) и прочность каждой партии. Несмотря на то, что известен класс цемента, 42,5, проблемой набора данных является отсутствие данных об используемых суперпластификаторах, и алгоритм может некорректно работать на бетонах с добавками.

Анализ набора данных осуществлялся при помощи языка программирования Python, с использованием модулей предобработки и визуализации данных, таких как Pandas, NumPy, Seaborn, Matplotlib. Анализ проводился при помощи модуля Scikit Learn.

Как правило, выбор модели для анализа и предсказания происходит уже в ходе исследования, так как нельзя заранее понять на каком из наборов данных как будет вести себя та или иная модель. В рамках данного исследования наилучшим способом себя показали две модели: случайный леса и градиентный бустинг.

Подбор гиперпараметров моделей осуществлялся при помощи встроенного в Scikit Learn модуля GridSearchCV, позволяющего путем кросс-валидации сравнивать эффективность моделей, имеющих разные параметры настройки. Данный модуль сохраняет в память модель с наилучшим качеством предсказаний.

Во всех случаях набор данных разделялся на обучающую (67 %) и контрольную (33 %) выборки. Для оценки точности предсказаний кросс-валидатор использует коэффициент детерминации. Для случайного леса точность модели на обучающей выборке составила 98,7 %, а на тестовой 89,4 %. Для более полной оценки была построена таблица, содержащая предсказанные значения (Predict), реальные (Real), модуль абсолютного отклонения (ASE), а также отно-

сительное стандартное отклонение (MSE). Для оценки разброса значений использована функция describe(), данные приведены в табл. 1.

Таблица 1

Оценка разброса предсказаний «случайного леса» по колонкам

	Predict	Real	ASE	MSE
Среднее	34,83	35,33	3,66	13,04
Стандартное отклонение	14,97	16,07	3,74	17,29
Минимум	4,5	4,0	0,01	0,035
Квантиль 25 %	24,82	24,0	0,92	3,2
Квантиль 50 %	34,56	35,0	2,62	7,6
Квантиль 75 %	43,74	45,0	4,87	17,29
Максимум	78,62	82,0	23,53	150,4

Из таблицы видно, что коэффициент вариации для 75 % ответов не превышает 17,3 %, то есть модель обладает высокой, но не достаточной точностью. Так же, имеются выбросы до 150 %, которым в наборе данных соответствуют составы с пластификаторами. Как отмечалось ранее, для возникновения таких неточностей имеются все предпосылки, и связаны они как с методологией создания набора данных, так и с недостаточной степенью обученности модели. В области коэффициента вариации 13,5 % лежат 67 % предсказаний.

Градиентный бустинг показал более высокую точность как на обучающей выборке составила 99,2 %, а на тестовой 92,8 %.

В таблице 2 приведены результаты оценки предсказаний градиентного бустинга. Несмотря на то, что точность предсказаний оказалась выше, значению коэффициента вариации удовлетворяет всего лишь 75 % предсказаний.

Таблица 2

Оценка разброса предсказаний градиентного бустинга»

	Predict	Real	ASE	MSE
Среднее	34,83	35,33	2,88	10,22
Стандартное отклонение	14,97	16,07	3,21	13,35
Минимум	4,5	4,0	0,02	0,06
Квантиль 25 %	24,82	24,0	0,81	2,45
Квантиль 50 %	34,56	35,0	1,87	5,7
Квантиль 75 %	43,74	45,0	3,61	13,0
Максимум	78,62	82,0	20,35	119,7

Для того чтобы соотнести эффективность предсказаний модели с имеющимися на данный момент моделями прогнозирования, были проведены вычисления прочности по модифицированной формуле Вольфа [2]. Так как существующие формулы могут корректно предсказывать прочность лишь бездобавочного бетона в возрасте 28 суток, сравнение эффективности «случайного леса», градиентного бустинга и формулы Вольфа осуществлялось на выборке составов возрастом 28 суток, не имеющих добавок шлака, золы-уноса и суперпластификаторов. Оценка точности осуществлялась по величине относительного стандартного отклонения. Данные приведены в таблице 3.

Таблица 3

Сравнение точности предсказаний моделей машинного обучения и модифицированной формулы Вольфа

	MSE Случайны лес	MSE Градиентный бустинг	MSE Формула Вольфа
Среднее	10,67	7,79	18,83
Стандартное отклонение	20,29	16,47	13,03
Минимум	0,16	0,38	2,25
Квантиль 25 %	2,32	1,76	12,30
Квантиль 50 %	3,31	2,99	16,66
Квантиль 75 %	10,43	6,89	21,11
Максимум	101,00	84,03	73,48

Полученные результаты говорят о том, что алгоритм градиентного бустинга наилучшим образом предсказывает прочность бездобавочного бетона в возрасте 28 суток. Из 25 объектов тестовой выборки найдено лишь два локальных выброса, на которых алгоритм ошибся более чем на 13,5 %. Данные выбросы могут являться ошибкой составителя набора данных, либо следствием недостаточной обученности алгоритма. Формула Вольфа на этих составах показала более точный результат, 28,74 % против 84,03 %, что подкрепляет идею недообученности алгоритма. Тем не менее, на остальном наборе ее точность оказалась существенно ниже, лишь 25 % предсказаний оказались точнее 12,3 %.

Помимо высокой точности прогнозирования прочности бездобавочного бетона, в качестве преимущества градиентного бустинга



отсутствуют идентификаторы использованных материалов и их характеристики (кроме прочности цемента), прогноз прочности реального состава оказался близок к реальной прочности во всех возрастах. Это в очередной раз подтверждает эффективность алгоритмов машинного обучения, и создает предпосылки для дальнейшего изучения данной темы. Помимо этого, возникают предпосылки для пересмотра самого подхода к прогнозированию прочностных и иных характеристик бетона.

**Выводы. 1.** В ходе проведенной работы у нас получилось обучить модель машинного обучения на наборе данных о составах бетона и их прочностных характеристиках, при помощи алгоритмов «случайного леса» и градиентного бустинга. **2.** Наилучшим образом при прогнозировании прочности бездобавочного бетона в возрасте 28 суток показал себя градиентный бустинг. **3.** Машинное обучение продемонстрировало свою эффективность в вопросах прогнозирования и перспективность для дальнейшей работы в данном направлении.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководящие принципы национальных инвентаризаций парниковых газов МГЭИК. Промышленные процессы и использование продуктов; под ред. С. Игглестона [и др.]. – Т. 1–5. – ИГЕС: Япония, 2006.

2. Суходоева, Н. В. Анализ формул для расчета прочности бетона на сжатие / Н. В. Суходоева, В. В. Бабицкий // Вестник белорусско-российского университета. – № 3. – 2007. – С. 139–147.

3. Concrete Compressive Strength Data Set [Электронный ресурс] режим доступа: <https://archive.ics.uci.edu/ml/data-sets/Concrete+Compressive+Strength>.

4. Friedman, Jerome H. Greedy function approximation: a gradient boosting machine / Jerome H. Friedman // Annals of statistics. – 2001. – P. 1189–1232.

## РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624

### СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПАГ-18 НА СЛОИСТОМ ОСНОВАНИИ.

*ДУДОРГА В. А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Рассматривается плита для аэродромных покрытий на трехслойном основании. Верхний слой является основанием Винклера и расположен на двухслойном основании Когана. Для определения коэффициентов канонических уравнений и свободных членов использован смешанный метод строительной механики, реализованный способом Жемочкина.

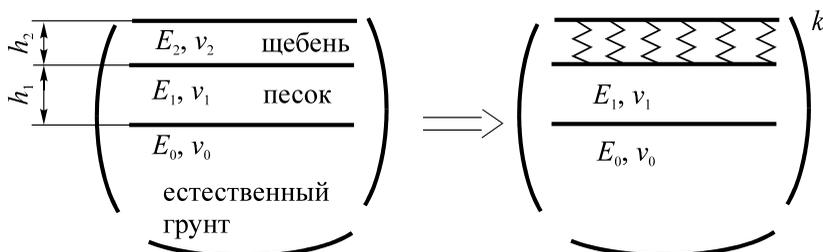


Рис. 1. Модель слоистого основания

Предварительно напряженные железобетонные плиты ПАГ размерами  $6 \times 2$  м изготавливаются из тяжелого бетона и предназначены для устройства сборных аэродромных покрытий (площадок, взлетно-посадочных полос). Плиты ПАГ также широко применяются при строительстве автомобильных дорог и площадок под автотранспорт высокой тоннажности, для установки башенных кранов, для обустройства складских и других промышленных территорий. Плиты ПАГ изготавливаются из бетона класса С20/25 (В25), класс прочности на растяжение при изгибе  $R_{bt} 3,6$ , морозостойкость F200.

Сборные покрытия из типовых плит ПАГ-18 следует применять для нагрузок на колесо не более 140кН для многоколесной опоры и не более 200 кН для одноколесной опоры.

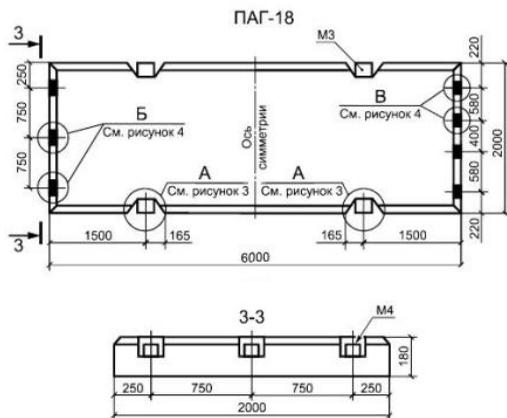


Рис. 2. Плита ПАГ-18

Для расчета конструкций на упругом основании созданы различные модели [1–3], которые применимы в определенных диапазонах изменения свойств реальных оснований. Например, первая модель такого основания – модель Винклера, применяется для анализа понтонов водных переправ, фундаментов на песчаных и слабых грунтах. Для расчета фундаментных балок и дорожных плит действующими нормативными документами рекомендованы модели упругого основания в виде упругих слоев или полупространства. Ниже на конкретных примерах, связанных с анализом прочности дорожного покрытия, раскрывается использование модели трехслойного упругого основания, предложенной в работе [4], и применимой для широкого класса инженерных задач.

Расчет железобетонной дорожной плиты будем выполнять способом Жемочкина [5]. Разобьем плиту на одинаковые прямоугольные участки размерами и в центре каждого участка разместим связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Считается, что сила в связи вызывает равномерное распределение контактных напряжений при определении перемещений центра участка.

Полученную многократно статически неопределимую систему будем решать смешанным методом строительной механики [6], приняв за неизвестные силы в контактных связях, а также два угловых и линейное перемещения введенного защемления нормали в центре плиты.

Канонические уравнения смешанного метода для решения поставленной задачи имеют следующий вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{1,1}X_1 + \dots + \delta_{1,m}X_m - \varphi_{x_1}y_1 - \varphi_{y_1}x_1 + u_1 + \Delta_{1,p} = 0; \\ \dots \\ \delta_{m,1}X_1 + \dots + \delta_{m,m}X_m - \varphi_{x_1}y_m - \varphi_{y_1}x_m + u_1 + \Delta_{m,p} = 0; \\ \sum_{k=1}^m X_k y_k - M_x = 0; \\ \sum_{k=1}^m X_k x_k - M_y = 0; \\ - \sum_{k=1}^m X_k - R = 0, \end{array} \right. \quad (1)$$

где  $m$  – число участков Жемочкина на плите;

$u_1, \varphi_{x_1}, \varphi_{y_1}$  – неизвестные линейное и угловые перемещения введенного защемления на плите;

$R, M_x, M_y$  – равнодействующая внешних сил и моменты равнодействующей относительно координатных осей, расположенных в плоскости плиты;

$X_k$  – сила в связи Жемочкина с номером  $k$ .

Коэффициенты при неизвестных зависят от перемещений основания и прогибов плиты с защемленной нормалью под действием единичной силы. Перемещения поверхности трехслойного основания определяются по формулам [4], прогибы плиты с защемленной нормалью в полярных координатах – по формуле (рис. 3) [3].

$$W(r, \theta) = \frac{Pb^2}{16\pi D} \left( \frac{d^2 - 2dr \cos \theta + r^2}{b^2} \ln \frac{d^2 - 2dr \cos \theta + r^2}{b^2} + \right. \\ \left. + \frac{2dr \cos \theta}{b^2} \left( \ln \frac{d^2 r^2}{b^4} - 1 \right) - \frac{d^2}{b^2} \ln \frac{d^2}{b^2} - \frac{r^2}{b^2} \ln \frac{r^2}{b^2} \right), \quad (2)$$

где  $d$  – расстояние, определяющее положение точки приложения силы.

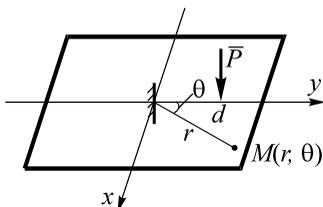


Рис. 3. Плита с защемленной нормалью в полярных координатах

Свободные члены системы канонических уравнений (1) также определялись по выражению (2). Коэффициент постели основания Винклера [1] рассчитывается по формуле

$$k = \frac{E_2(1-\nu_2)}{(1+\nu_2)(1-2\nu_2)h_2}, \quad (3)$$

которая справедлива при  $h_2 < \frac{b}{2}$ .

В работе изложены постановка задачи и алгоритм статического расчета плиты ПАГ-18 на упругом неоднородном (слоистом) основании с использованием смешанного метода строительной механики, основанного на способе Жемочкина. В дальнейшей работе будут приведены результаты статического расчета плиты ПАГ-18 на упругом неоднородном основании.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1984. – 639 с.
2. Ворович, И. И. Неклассические смешанные задачи теории упругости / И. И. Ворович, В. М. Александров, В. А. Бабешко. – М. : Наука, 1974. – 456 с.
3. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск : БНТУ, 2002. – 128 с.
4. Босаков, С. В. Об одной модели упругого основания и ее использовании для расчета прямоугольной плиты на упругом основа-

нии / С. В. Босаков, С. И. Зиневич, О. В. Козунова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2018. – № 4 (279). – С. 2–5.

5. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Силицын. – М. : Стройиздат, 1962. – 239 с.

6. Ржаницын, А. Р. Строительная механика / А. Р. Ржаницын. – М. : Высшая школа, 1991. – 439 с.

УДК 624.2

## **СРАВНИТЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОДООТДАЧИ И ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ГРУНТОВ ПО ЕВРОПЕЙСКИМ И НАЦИОНАЛЬНЫМ ПОДХОДАМ**

*ИГНАТОВ С. В., КВЕЦЕНЬ С., КОВАЛСКА М.,*

ООО «НПЦ Строительство», г. Минск, Республика Беларусь;  
Сленская политехника, г. Гливице, Республика Польша

**Введение.** В связи с переработкой национальной строительной технической правовой базы и вводом строительных норм и правил возникает необходимость переработки сопутствующих документов в области проведения изысканий, лабораторных исследований по определению характеристик грунтов.

Так 13 мая 2021 года состоялось заседание Технического комитета по стандартизации ТКС 02 «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» при РУП «Стройтехнорм», на котором была определена необходимость в переработке СТБ 943-2007 «Грунты. Классификация» [1].

Основное решение, принятое на заседании касалось необходимости гармонизации национальной классификации характеристик грунтов с классификациями Евразийского экономического сообщества и Европейского комитета стандартизации.

Эта задача в дальнейшем приводит к необходимости пересмотра существующих ГОСТов по проведению классификационных исследований грунтов, гармонизации из с новой классификацией и т. д.

**Подходы к классификации грунтов.** Исторически сложилось, что между классификациями, действующими на территориях

Евразийского экономического сообщества и Европейского комитета стандартизации имеются принципиальные отличия в подходе по определению наименования грунтов, и как следствие, в способах проведения лабораторных исследований.

Так первичная классификация европейских норм грунтового массива базируется на способе формирования грунта: натурального или антропогенного происхождения; белорусские нормы во главу угла ставят класс по характеру структурных связей. Подход по классификации грунтов в соответствии с европейскими нормами проходит по приведенной в ИСО блок схеме, показанной на рис. 1.

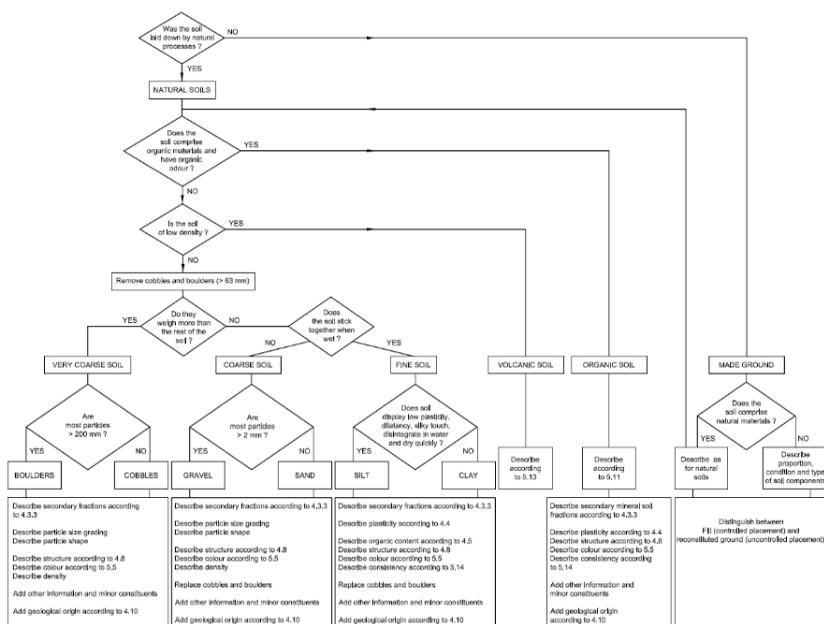


Рис. 1. Подход к классификации грунтов в соответствии европейскими стандартами [2]

Из рисунка видно, что разделение грунтов в соответствии с нормами европейского стандарта происходит по шагово:

- 1) определяется истории формирования грунта: грунт природного или же искусственного образования;
- 2) устанавливается наличие органической составляющей в грунте;

3) определяется не характеризуется ли грунт пониженной плотностью;

4) определяется его гранулометрический состав, после чего задается наименование грунта.

В целом, в европейском подходе к строительной классификации грунтов отсутствует учет истории формирования.

В Республике Беларусь классификация грунтов происходит исходя из класса структурных связей.

Из выше приведенного рисунка видно, что классификация грунтов для целей строительства включает следующие характеристические единицы, выделяемые по группам признаков:

- класс – по характеру структурных связей;
- группа – по происхождению (генетическое подразделение первого порядка);
- подгруппа – по условиям образования (генетическое подразделение второго порядка)

Далее происходит классификация каждой из подгрупп по своим особенностям:

- по типу – по петрографическому и гранулометрическому составу, числу пластичности; и также по совокупности признаков;
- по виду – по структуре, текстуре, составу цемента и примесей, содержанию заполнителя и включений, гранулометрическому составу и степени его неоднородности, пористости, относительному содержанию органического вещества, зольности торфа, по способу преобразования, степени уплотнения от собственного веса, возрасту намывного грунта;
- по разновидности – по физическим, механическим, химическим свойствам и состоянию.

Отличительной особенностью белорусской классификации является то, что в наименовании грунтов в Беларуси указывается их характеристика по прочности по результатам статического и динамического зондирования (песчаные бывают прочные, средней прочности и малопрочные; глинистые – очень прочные, прочные, средней прочности, слабые), по температуре и по коэффициенту пористости (песчаные грунты – плотный, средней плотности, рыхлый).

Грунты, с которыми сталкиваются строители, часто характеризуются различными характеристиками, включающие как физические, так и механические и деформационные показатели.

Описание основных методов исследований характеристик грунтов (без учета специфических характеристик, таких как химический состав, засоленность грунтов и т. д.) приведены в табл. 1.

Таблица 1

Лабораторные исследования дисперсных грунтов

Наименование параметра	Национальный подход			Европейский подход		
	Крупнообломочные	Песчаные	Глинистые	Крупнообломочные	Песчаные	Глинистые
Гранулометрический состав	+	+	с	+	+	+
Петрографический состав	с	-	-	с	+	+
Минеральный состав	с	с	с	+	+	+
Определение общей площади частиц грунта	с	с	с	с	+	с
Показатель максимальной неоднородности	-	+	-	+	+	+
Состав и содержание заполнителя	+	-	-	+	-	-
Содержание включений	-	-	+	-	+	+
Плотность	+	+	+	+	+	+
Максимальная плотность	с	с	с	с	+	+
Плотность в предельно плотном и рыхлом состояниях	с	с	-	+	+	+
Плотность частиц грунта	+	+	+	+	+	+
Природная влажность		+	+	+	+	+
Степень влажности	+	+	-	С	с	с
Границы текучести и раскатывания	с	-	+	-	-	+
Число пластичности и показатель консистенции	-	-	+	-	-	+
Определение предела (влажности) усадки (w <sub>S</sub> )	-	-	-	-	-	+
Коэффициент фильтрации	с	с	с	+	+	с

*Примечание:* «+» — определение выполняется; «-» — определение не выполняется; «с» — определение выполняется по отдельному заданию»

**Исследование влажности.** Одним из важных показателей характеристик грунта является их влажность. При ее определении, также имеются отличия в подготовке образцов и проведении испытаний.

Отличия в подходах к определению влажности грунта, определяющие его физическое состояние, приведены в таблице 2.

Таблица 2

Отличия в исследовании влажности

	Европейский подход	Национальный подход
Песчаные грунты		
Масса образца, гр	30–100	15–20
Температура, °С	105–110 °С.	105+/-2
Время, ч	До постоянной массы и не менее 4 часов.	3
Глинистые грунты		
Масса образца, гр	30	15–20
Температура, °С.	105–110 °С.	105+/-2
время, ч	До постоянной массы и не менее 16 часов	5

**Примечание:** постоянная масса – это изменение массы не более 0,1 % между двумя замерами за один час.

В целях анализа влияния факторов вид грунта и массы образца в соответствии с требованиями [3, 4] были проведены сопоставительные лабораторные исследования. Высушивались образцы глинистого и песчаного грунтов массами грунта во влажном состоянии 15, 30, 50, 75 и 100 грамм, различных влажностей: песков от 1 до 22 %, глинистых грунтов – от 5 до 35 %.

По результатам обработки методами математической статистики полученных результатов были выведены формулы для определения требуемого времени для сушки образцов массой от 15 до 100 грамм до достижения ими постоянной массы:

– песчаные грунты:

$$t = 1,7864 \ln M - 3,282, \text{ ч}; \quad (1)$$

– глинистые грунты:

$$t = 1,7864 \ln M - 1,532, \text{ ч}, \quad (2)$$

где  $t$  – требуемое время для высушивания образца до постоянной массы, ч;

$M$  – масса влажного образца, гр.

**Исследование гранулометрического состава.** В результате анализа действующих нормативных документов в области проведения лабораторных исследований гранулометрического состава [5, 6] было определено, что общие подходы по определению гранулометрического состава похожи друг на друга.

Таблица 3

Перечень исследований, выполняемых для определения гранулометрического состава

Национальный подход		Европейский подход	
Наименование метода	Границы применимости	Наименование метода	Границы применимости
Ситовой, без промывки водой	Пески с крупностью зерен от 10 до 0,5 мм	Ситовой (Sieving method)	Для частиц размерами 2-0.063
Ситовой, с промывкой водой	Пески с крупностью зерен от 10 до 0,1 мм	Арео-метрический (Hydrometer method)	<0,063
Арео-метрический	Глинистые грунты	Пипеточный (Pipette method)	<0,063
		С применением реагентов (Reagents)	<0,063

Большее внимание и распространение получил ситовой метод, по которому определяется однородность гранулометрического состава песчаного грунта.

Неоднородность в европейском подходе, и в Республике Польша в частности, описывается двумя показателями:

– показатель однородности  $C_u$  :

$$C_u = d_{60} / d_{10} ; \quad (3)$$

– показатель кривизны  $C_c$ :

$$C_c = \frac{(d_{s0})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} . \quad (4)$$

В Беларуси песчаные грунты классифицируются по показателю максимальной неоднородности  $U_{max}$ :

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_s}, \quad (5)$$

на грунты:

- однородный  $U_{\max} < 4$
- среднеоднородный  $4 \leq U_{\max} \leq 20$
- неоднородный  $20 \leq U_{\max} \leq 40$
- повышенной неоднородности  $U_{\max} > 40$ .

В соответствии с требованиями ИСО для ситового метода используются сита диаметром 63, 20, 6,3, 2,0, 0,63, 0,20, 0,063 мм, масса пробы составляет для диаметров 10 мм – 500 гр., 6,3–5 мм – 300 гр., для диаметров менее 2 мм – 100 грамм.

В Республики Беларусь применяются сита 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,1, 0,063 мм; масса пробы для диаметров 10-5 мм составляет 2,0 кг для диаметров менее 5 мм – 100 гр.

Видно, что национальный набор сит более расширен для диаметров 5–0,063мм, по сравнению с набором сит, применяемых по евростандартам.

По результатам проведенного опыта были определены остатки грунта на ситах и построены графики гранулометрических составов (рис. 2).

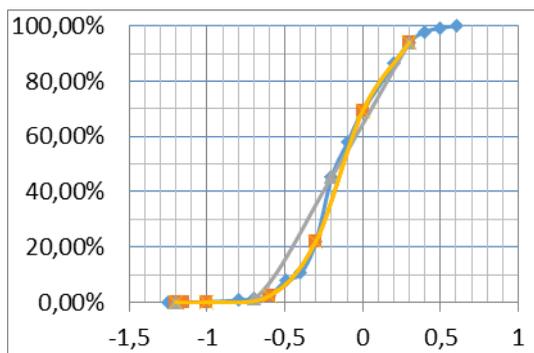


Рис. 2. Кривая гранулометрического состава, полученная для одного грунта по результатам сопоставительных испытаний по трем различным подходам

Таким образом, можно увидеть, что в соответствии с методикой ИСО кривая гранулометрического состава строится в интервале диаметров от 0,002 мм до 60мм.

В Польской практике кривая состоит из двух участков:

– 1-й участок – ситовый: от 0,05 до 40 мм. В этом интервале применяемые в Республике Польша и в Республике Беларусь сита одинаковы, что обусловлено некоторой исторической близостью между нашими странами, то и кривые гранулометрического состава у них дублируют друг друга.

– 2-й участок – ареометрический: от 0,001 мм до 1,0 мм;

Применяемые в Республике Польша и в Республике Беларусь сита одинаковы, количество, замеров весов составляло 7 штук, в европейской норме – количество контрольных точек, где проводятся замеры составляет 5 сит, это существенно влияет на кривую гранулометрического состава, и как следствие на конечные расчетные характеристики однородности песчаного грунта.

Таблица 4

Расчет показателей

Показатель	График		
	Европейский	Белорусский	Полный
D5	0,22	0,29	0,27
D10	0,28	0,36	0,40
D30	0,45	0,59	0,54
D50	0,71	0,75	0,66
D60	0,87	0,88	0,85
D95	2,0	2,0	2,00
Показатель однородности $C_u$	3,11	2,44	2,13
Показатель кривизны $C_c$	0,83	1,10	0,86
Максимальная неоднородность $U_{max}$	6,45	5,17	4,89
Отличия в характеристиках, %			
Показатель однородности $C_u$	46,21	15,03	0,00
Показатель кривизны $C_c$	3,07	28,12	0,00
Максимальная неоднородность $U_{max}$	32,02	5,80	0,00

Приняв за исходную кривую гранулометрического состава совмещенную кривую видно, что что отличия между результатами ситового просеивания составляют для показателя однородности  $C_u$  15,03 % для польской и Белорусской нормы и 46,21 % – для европейской.

Что касается показателя кривизны  $C_c$ , то эти изменения для исследуемого грунта составляют 28,12 % и 3,07 % соответственно.

По результатам расчетов видно, что существенное отличие имеется между европейской, в том числе и польской нормами, с белорусским подходом в частности определения неоднородности песчаного грунта: так для польской нормы применяются характеристические диаметры при 10 % и 60 % просеивании, а в Белорусской – 5 %, 50 %, 95 %, это является причиной того, что отличие в значении этой характеристике достигает 210 %.

**Выводы.** В соответствии с европейскими нормами грунты классифицируются по способу формирования грунта: натурального или антропогенного происхождения. В национальных нормах классификация грунтов происходит исходя из класса структурных связей и в наименование грунтов также приводится их состояние по плотности сложения, прочности, водонасыщенности.

Проведенные собственные лабораторные исследования и выявленная по ним зависимость позволяет определить необходимое время для сушки образцов грунта до постоянной массы. Полученные зависимости отличаются заложенных в нормативных документах и допускается использовать для глинистых и песчаных образцов исходной массой 15–100 гр.

При проведении ситового метода применяются различные сита, что в конечном итоге приводит к различной гранулометрической характеристике грунта, виду гранулометрической кривой и получаемым характеристикам по неоднородности.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Грунты. Классификация: СТБ 943-2007 – Введ. 01.01.2008. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2008 – 20 с.
2. EN ISO 14688-1:2018 Rozpoznanie i badania geotechniczne – Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów.
3. Грунты. Метод лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава: ГОСТ 12536–79. – Введ. 12.10.1979. – Москва: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1979 – 24 с.
4. EN ISO 17892–1 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 1: Determination of water content.

5. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик: ГОСТ 5180–84. – Введ. 24.10.1984. – Москва: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1985 – 26 с.

6. EN ISO 17892–4 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 4: Determination of particle size distribution.

УДК 624.072

## **АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ГЛУБИНЫ СЖИМАЕМОГО СЛОЯ УПРУГОГО ОСНОВАНИЯ НА ПАРАМЕТРЫ НДС БЕСКОНЕЧНОЙ СИСТЕМЫ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ЛЕНТ**

*КОЗУНОВА О. В., СИРОШ К. А.*

Белорусский государственный университет транспорта  
Гомель, Беларусь

**Аннотация.** В данной работе авторы рассматривают влияние глубины сжимаемого слоя упругого основания на параметры НДС бесконечной системы перекрестных лент. В виде системы перекрестных лент на упругом основании чаще всего представляют расчетные схемы фундаментов под здания. Способом расчета предложен вариационно-разностный метод. Вариационно-разностный метод является одним из приближенных способов расчета строительных конструкций и основан на минимуме полной потенциальной энергии системы и приближен к реальным условиям. В качестве упругого основания принято однослойное основание. Численная апробация результатов расчета осуществлена с использованием программного пакета МАТНЕМАТІСА.

**Ключевые слова.** Бесконечная система перекрестных лент, упругое основание, сжимаемый слой, вариационно-разностный метод.

**Основная часть.** Задачи инженерной практики приводят к необходимости решения контактных задач. Ранее решения контактных задач для изгибаемых конструкций на упругом слое рассматривались в работах [1–5].

При расчете системы перекрестных лент на упругом основании принимается, что система перекрестных лент представляет совокупность жестко соединенных между собой стержней, находящихся

на упругом основании, оси которых расположены в одной плоскости, совпадающей с одной из главных осей инерции [3,4,6].

При расчете принимаем, что реактивные касательные давления в контактной зоне лент не учитываются; распределение нормальных реактивных давлений по ширине каждой ленты считается постоянным [7]; на контакте системы перекрестных лент с упругим основанием могут возникать как сжимающие, так и растягивающие реактивные давления. Внешняя нагрузка действует перпендикулярно плоскости осей системы перекрестных лент [3,4,6].

**Постановка задачи.** Рассматривается бесконечная система перекрестных лент постоянной изгибной жесткости  $EJ_x$ ,  $EJ_y$ , лежащей на упругом основании под действием сосредоточенной силы  $P$  (рис. 1). Размеры лент приняты равными  $l_x = l_y$ . Поперечные сечения лент принимаются постоянными.

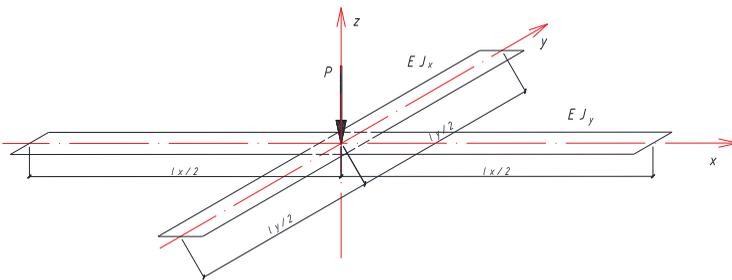


Рис. 1. Бесконечная система перекрестных лент на упругом основании

**Граничные условия задачи.** На границах принятой расчетной области перемещения  $u = 0$ ,  $v = 0$ . В контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам плиты.

**Алгоритм расчета.** При расчете упругая среда заменяется расчетной областью (рис. 2).

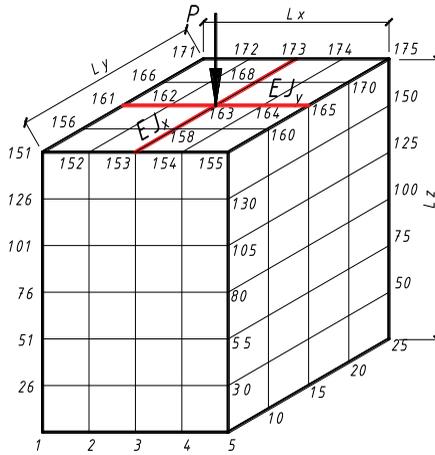


Рис. 2. Расчетная область для решения пространственной задачи

Основание аппроксимируется симметричной объемной разбивочной сеткой с постоянным шагом по осям:  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ . В результате получено 96 ячеек и 175 узловых точек.

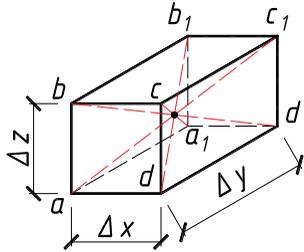


Рис. 3. Кубическая ячейка расчетной области

Решение задачи строится в перемещениях. При решении поставленной задачи энергия деформации подсчитывается для каждой ячейки, а затем суммируется по объему упругого основания. При этом система дифференциальных уравнений после замены интегро-дифференциальных выражений функционалов энергий конечно-разностными аппроксимациями преобразуется в систему линейных алгебраических уравнений, решение которой позволяет найти неизвестные компоненты вектора перемещений  $u_i(x)$ ,  $v_i(y)$ ,  $w_i(z)$ .

Последовательность этапов расчета дает алгоритм расчета системы перекрестных балок методом Ритца [2].

Функционал энергии деформаций упругого основания получен через известные зависимости плоской задачи теории упругости: соотношения Коши и обобщенный закон Гука.

Функционал энергии деформаций упругого основания в единице объема [8]:

$$U_f = \frac{Ev}{2(1+\nu)(1-2\nu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)^2 + \frac{E}{2(1+\nu)} (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2) + \frac{E}{4(1+\nu)} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2), \quad (1)$$

где  $E$ ,  $\nu$  – упругие постоянные упругого основания.

Обозначив элемент объема через  $dv$ , полная энергия деформации упругого основания имеет вид

$$U = \int \int \int U_f dx dy dz = \int U_f dv. \quad (2)$$

Энергия изгиба определяется по формуле

$$\Omega = \Omega_x + \Omega_y = \frac{EJ_x}{2} \int_{-l_x}^{l_x} \left( \frac{d^2 z}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EJ_y}{2} \int_{-l_y}^{l_y} \left( \frac{d^2 z}{dy^2} \right)^2 dy, \quad (3)$$

где  $EJ_x$ ,  $EJ_y$  – изгибная жесткость лент.

Энергию деформаций конструкции обычно отождествляют с энергией изгиба конструкции, пренебрегая деформациями сдвига [1]. Это вполне оправдано для бесконечной системы перекрестных лент.

Потенциал внешней нагрузки определяется из формулы

$$\Pi = - \left( \int_{-l_x}^{l_x} q(x) z(x) dx + \int_{-l_y}^{l_y} q(y) z(y) dy \right). \quad (4)$$

Функционал полной энергии имеет вид

$$\mathcal{E} = U + \Omega + \Pi. \quad (5)$$

Неизвестные перемещения  $u_i(x)$ ,  $v_i(y)$ ,  $w_i(z)$  можно найти из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений, так как в состоянии статического равновесия функционал полной энергии  $\mathcal{E}$  должен иметь минимум, то есть

$$\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial w_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \quad (6)$$

где  $N$  – число узловых точек основания.

Численная апробация результатов расчета для упругого основания осуществляется с использованием программного пакета компьютерной алгебры МАТНЕМАТИСА.

Для численного нахождения решения приняты следующие исходные данные:  $L_x = L_y = 4$  м,  $L_x = 6$  м,  $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 1$  м,  $EJ_x = 2000$  кНм<sup>2</sup>,  $EJ_y = 2000$  кНм<sup>2</sup>,  $E = 3,06 \cdot 10^{10}$  МПа;  $\nu = 1/6$ ,  $P = 2000$  кН.

Собственным весом системы при вычислениях пренебрегаем. В контактной зоне не учитываем касательные напряжения.

Таблица 1

Результаты расчета

Лента в направлении оси $x$		Лента в направлении оси $y$	
Узловые точки	Перемещения, м	Узловые точки	Перемещения, м
161	0,00817288	153	0,00830667
162	-0,00821776	158	-0,008319
163	0,00853978	163	0,00853978
164	-0,00821776	168	-0,00814387
165	0,00817288	173	0,00804569

На рисунке 4 приведены графики перемещений перекрестных лент в двух вертикальных сечениях: в направлении оси  $x$  по узловым точкам 161, 162, 163, 164, 165, в направлении оси  $y$  по узловым точкам 153, 158, 163, 168, 173.

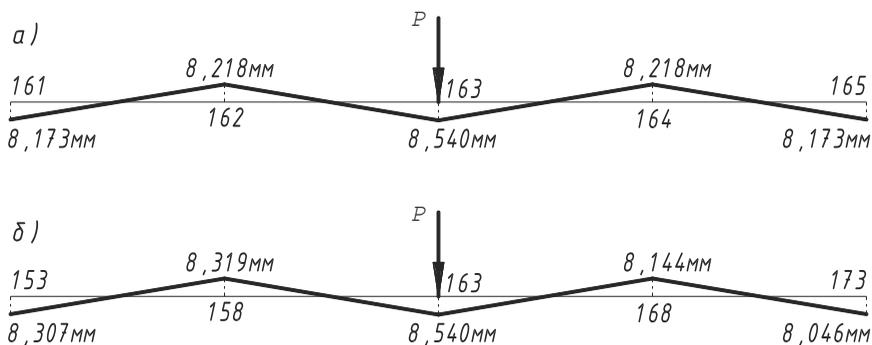


Рис. 4. График перемещений перекрестных лент под сосредоточенной нагрузкой  $P$ :  
 $a$  – лента в направлении оси  $x$ ,  $b$  – лента в направлении оси  $y$

**Заключение.** В рассматриваемой работе авторами предложено вариационно-разностным методом исследовать параметры напряженно-деформированного состояния ленточных фундаментов на упругом основании, как бесконечной системы перекрестных лент, расположенных на упругом полупространстве с ограничением глубины сжимаемой толщи. Построен алгоритм упругого расчета, составлена программа с использованием компьютерного пакета МАТНЕМАТИСА и проведена ее апробация.

В результате проведенных исследований замечено, при граничных условиях, принятых в поставленной задаче, ленты изгибаются волнообразно, что недопустимо в натуральных условиях и требует уточнения глубина сжимаемой толщи упругого основания.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета : Часть 1 / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
2. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости: монография / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.
3. Босаков, С. В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как системы перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С. В. Босаков,

С. Д. Семенюк // Вестник БГТУ. – (Строительство и архитектура). – 2001. – № 1. – С. 13–16.

4. Босаков, С. В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном основании / С. В. Босаков, Я. Д. Семенюк // Вестник БПУ. – Строительство и архитектура. – 2000. – № 1. – С. 14–16.

5. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.

6. Семенюк, С. Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании / С. Д. Семенюк. – Могилев : Белорусско-Российский университет, 2003. – 269 с.

7. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1984. – 639 с.

8. Тимошенко, С. П. Теория упругости / С. П. Тимошенко, Дж. Гульдер. – М. : Наука, 1974. – 560 с.

9. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М. : Высшая школа, 1990. – 400 с.

## РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 338.49

### ПРИНЦИПЫ СОЗДАНИЯ ОТКРЫТЫХ ПРОСТРАНСТВ С УЧЕТОМ ПОТРЕБНОСТЕЙ МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ

*БУРИЛО Н. А., ЛОГАЧЕВ Е. С., КАЛПАКОВА Ю. А.*

Новосибирский государственный архитектурно-строительный  
университет (Сибстрин)

Определена проблематика и актуальность темы, выполнен литературный обзор и проведен опрос, по результатам исследования были сформулированы принципы различных видов нозологий. На основе данных выводов предложены принципы создания эстетически-психологической доступной среды общественных пространств. В ходе работы, для определения возможности использования предложенных принципов, был разработан концептуальный проект арт-пространства. Основная задача - передать замысел автора любому зрителю. Рассмотрены перспективы развития данной темы в градостроительной области.

Ключевые слова: инклюзивная среда, общественное пространство, доступность, ЛОВЗ, архитектура, доступная среда

The problematics and relevance of the topic were determined, a literary review was carried out and a survey was conducted, according to the results of the study, the principles of various nosologies were formulated. On the basis of these conclusions, the principles of creating an aesthetically - psychological accessible environment of public spaces are proposed. In the course of the work, in order to determine the possibility of using the proposed principles, a conceptual project of the art space was developed. The main task is to convey the author's intention to any viewer. The prospects for the development of this topic in the urban planning area are considered.

Keywords: inclusive environment, public space, accessibility, PWDs, architecture, accessible environment

Проблематика выбранной темы заключается в отсутствии равноправных условий восприятия мира и пребывания в обществе людей с ограниченными возможностями.

В наше время происходит чрезмерное выделение людей с различными отклонениями, что приводит к отрицательному психологическому воздействию по отношению к индивиду. Под выделением подразумевается: обособление их от большого потока главных входов, формирование типизированного образа жизни и восприятия этого образа через типовые инструменты (пандусы, тактильные дорожки и т. д.), а в некоторых частях архитектурных пространств, демонстрация невозможности формирования равноправных психологических и физических условий.

Цель: создание принципов проектирования эстетически-психологического инклюзивного архитектурного пространства.

Задачи: выявить проблему и определить актуальность, ознакомиться с соответствующей литературой, подвести статистику и произвести анализ, создать принципы архитектурного проектирования инклюзивной среды, продемонстрировать выявленные принципы на примере собственного проекта МАФ в общественном пространстве.

Ориентация – это процесс определения своего положения на местности или направление своего пути относительно сторон горизонта и предметов (объектов), являющихся ориентирами. «Ориентиром в пространстве может быть искусственный или естественный объект, являющийся отличительным признаком данной местности. Не каждый объект может служить отличительным признаком. Так, например, отдельные деревья и небольшие группы деревьев являются хорошими ориентирами в поле, но эти же деревья в лесу перестают быть ими из-за их многочисленности, по ним уже нельзя определить свое положение на местности и направление пути». [1]

Слепые и слабовидящие. Тифлопсихология – изучение психики лиц с глубокими нарушениями зрения (слепых и слабовидящих). В зависимости от степени снижения остроты зрения на лучше видящем глазу при использовании обычных средств коррекции (очки) выделяются: слепые, слабовидящие [2]. Ориентировка слепых – процесс определения своего положения в среде на основе использования информации сохранных органов чувств [3]. По виду деятельности различают пространственную, производственную, бытовую,

предметно-познавательную и др. ориентировку. Способность свободно ориентироваться на местности и взаимодействовать с окружающей средой называется мобильностью. Она позволяет человеку быть самостоятельным, уверенным в себе [4].

Глухие и слабослышащие. Сурдопсихология. У людей с отклонениями слуха происходит потеря отчетливости, яркости воспроизведения объекта, уменьшение размеров, перемещение в пространстве отдельных деталей объекта, уподобление предмета другому, хорошо известному. Также особенностью людей с нарушениями слуха в зрительном плане является отсутствие четкого понимания формы и величины, а осознание в восприятии этих свойств участвует недостаточно. Отмечаются трудности восприятия пространственно-временных отношений между объектами и перспективными изображениями. Слабо выражено восприятие предмета в движении. С трудом происходит понимание предмета, если он частично закрыт другим [5].

Люди с ограничением в передвижении. Норман Кюнк: «...в философском понимании независимая жизнь – это способ мышления, это психологическая ориентация личности, которая зависит от ее взаимоотношений с другими личностями, от физических возможностей, от окружающей среды и степени развития систем служб поддержки...» [6].

Опрос. Чувствуете ли вы неравенство по отношению к себе в общественных местах? Как вы считаете, доступна ли для посещения ЛОВЗ Новосибирская набережная? Чувствуете ли вы некую отстраненность в моральном плане, находясь на этом объекте при существующих условиях? Как вы думаете, что ощущают другие люди, находясь здесь? Стала ли бы Ваша жизнь лучше, если бы вы смогли ощущать эти чувства наравне с другими?

Кроме литературы для достоверности и уточнения фактов был проведен опрос маломобильных групп населения г. Новосибирска. Результаты проведенного опроса подтвердили актуальность проблемы.

Принципы архитектурного проектирования инклюзивной среды. Из проведенных исследований и подведенных статистик, предложены следующие принципы проектирования.

1. Решение отстраненности. Окружающая среда формирует общественные отношения. Следовательно, нельзя разделять пространство на части для инвалидов и для общества.

2. Устранение типизации специального оборудования для инвалидов в общественных пространствах.

3. Динамика. Необходимо ключевым, культовым объектам в общественных пространствах придавать динамику. Это может способствовать увеличению внимания к таким пространствам. Также это движение можно использовать как энергоэффективное влияние на среду.

4. Фактура. Хорошим дополнением пандусов, тактильных дорожек, является специфическая фактура.

5. Поле зрения. Предметы, на которых необходимо сконцентрировать внимание, можно закрыть лишь выделяющими и акцентирующими объектами. Желательно, чтобы объект был на достаточно открытом пространстве. Он должен быть доминантой в поле зрения.

6. Цветовые решения. Использование спокойных, естественных, природных оттенков допускается, при включении в образ ярких чистых акцентов. Если стилистическая направленность не позволяет использовать яркие акценты, то необходимо замещать этот принцип вышеуказанными.

Демонстрация выявленных принципов на примере собственного проекта МАФ в общественном пространстве. Для наглядной демонстрации данных принципов был создан проект арт-пространства «Ритуал – возвращение к истокам». Осуществлена попытка передачи послания инклюзивным образом.

1. Решение отстраненности – совместное пребывание в среде. Данный объект подразумевает не разделенную круговую локацию посетителей, что уже объединяет их. Они совместно могут взаимодействовать с центральным объектом, а также кабины, расположенные вокруг, имеют открытые виды на центр происходящего.

2. Устранение типизации – уникальность разработки. Каждый объект спроектирован специализированно под данную задумку и среду. Это и педаль-пандус для взаимодействия с центральным арт-объектом и откидное сиденье для обеспечения доступа инвалидов на коляске в кабину. Также сюда можно отнести и шрифт Брайля на стенках кабин, эти элементы несут не только свой прямой функционал, но и являются эстетическим дополнением пространства.

3. Внедрение динамики – использование динамических объектов. Мы не побоялись использовать динамические составляющие арт-пространства, с учетом обеспечения безопасности пребывающих. Также, благодаря динамике, удалось притянуть внимание абсолютно любых людей, будь они на коляске, слепые (за счет звука), глухие и обычные люди. С помощью этой инженерной задумки, получилось лучше раскрыть сакральный образ объекта, стало проще общаться с пространством.

4. Применение фактурности – добавление жизни в архитектуру. В проекте были использованы, как естественные фактуры (дерево), так и дополнения в виде струн (звуковые). Шрифт Брайля является также специфической фактурой в данном проекте для инклюзивной среды.

5. Выделение объекта в среде – открытое поле зрения. Арт-пространство сконструировано таким образом, что выделяющие доминанту кабины, не перекрывают обзор. Они, скорее, даже помогают заметить центральный объект среди повторяющейся среды (деревьев). Плюсом является прозрачность конструкций.

6. Цветовое решение – акценты. Как можно заметить, основой цветового решения избран естественный цвет обработанного дерева, но для выделения пространства и дополнения композиции были применены яркие и заметные акценты (красные пружины и струны). Они являются пространственным ориентиром.

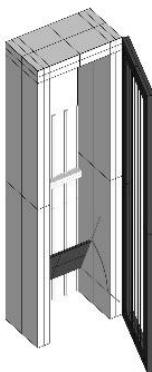


Рис. 1. Кабина «созидающих»



Рис. 2. Аксонометрия

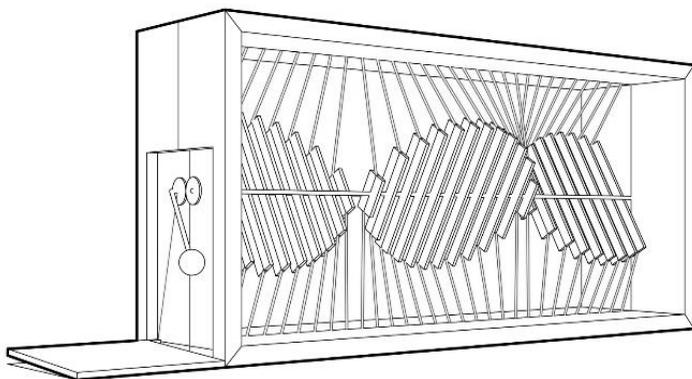


Рис. 3. Центр

Вывод. В ходе работы была проведена тонкая нить между архитектурой и психологией, предложены принципы проектирования инклюзивной среды, выявлены перспективы развития темы в градостроительной области. В дальнейшем планируется приспособить данные принципы и переосмыслить их под общественные пространства городской среды для унификации мест. Также, в перспективе, будут рассматриваться и др. нозологии и находиться компромисс между ними в предложенных принципах.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Богданова, Т. Г. Сурдопсихология: учеб. пособие для студ. высш. пед. учеб. заведений. – М.: Академия, 2002. – С. 3–203.
2. Литвак, А. Г. Психология слепых и слабовидящих: учеб. пособие / А. Г. Литвак ; Рос. гос. пед. ун-т им. А.И. Герцена – СПб : Изд-во РГПУ, 1998. – 271 с.
3. Литвак, А. Г. Теоретические вопросы тифлопсихологии [Электронный ресурс]: учебное пособие / А. Г. Литвак; Ленингр. гос. пед. ин-т им. А. И. Герцена. – 120 Мб. – Ленинград: Б. и., 1973. – 155 с.; 21. – Электрон. Текстовые дан. (120 Мб). – Систем. требования: Adobe Acrobat Reader 6.0 и выше, Adobe Flash Player. – Режим доступа: [http://tlib.gbs.spb.ru/dl/5/ЛитвакАГ\\_Теоретические\\_вопросы\\_тифлопсихологии.pdf](http://tlib.gbs.spb.ru/dl/5/ЛитвакАГ_Теоретические_вопросы_тифлопсихологии.pdf).
4. Наумов, М. Н. Обучение слепых пространственной ориентировке: учеб. пособие / М. Н. Наумов. – М.: ВОС, 1982. – 116 с.; 22 см. – (720 Кбайт – в М. Word, 150 Кбайт – в zip-архиве) – В надзаг.: Всерос. об-во слепых. – (Слепые – Ориентировка).
5. Сафронов, К. Э. Безбарьерная городская среда / К. Э. Сафронов. – 2-е изд. доп. и перераб. – Омск: Золотой тираж, 2011. – 159 с.
6. Холостова, Е. И. Социальная работа с инвалидами: Учебное пособие / Е. И. Холостова. – 3-е изд. перераб. и доп. – М.: Издательско-торговая корпорация «Дашков и К°», 2013. – 240 с.

## **АНАЛИЗ ДЕФЕКТОВ ФАСАДНЫХ ОТДЕЛОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ, ВОЗНИКАЮЩИХ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ**

*ГУБСКАЯ А. Г., ГАПОТЧЕНКО А. П., ВОЛОВИК Т. В.*  
Государственное предприятие «Институт НИИСМ»  
Минск, Беларусь

Современная строительная концепция предусматривает создание гармоничной среды обитания человека. Одним из направлений решения данных проблем является сохранение внешнего облика зданий во время их эксплуатации путем устранения негативных последствий воздействия техногенных загрязнений – дефектов на защитно-отделочных покрытиях [1-4]. Решение этих проблем невозможно без установления причин появления дефектов и определения решений по устранению. Данные, изложенные в статье, получены в ходе анализа результатов исследований, проведенных лабораторией физико-химических и теплофизических исследований Государственного предприятия «Институт НИИСМ» в 2015–2020 гг.

Анализ показывает, что наиболее часто на фасадных отделочных покрытиях наблюдаются следующие дефекты: отслоение покрытия, «дутики» на поверхности, пятна, грибок, высолы. Ниже рассмотрены наиболее вероятные причины появления каждого из дефектов.

Отслоение фасадного защитно-отделочного покрытия. Наиболее часто данный вид дефектов проявляется при отделке стен из ячеистого бетона. Как правило, наблюдается отслоение штукатурного слоя совместно с нанесенным на нее фасадным покрытием. Для Республики Беларусь при наличии своей сырьевой базы и развитого производства, автоклавный ячеистый бетон является стратегическим материалом. После введения повышенных требований к сопротивлению теплопередаче ограждающих конструкций ячеистый бетон с учетом его теплофизических и эксплуатационных свойств остался практически единственным строительным материалом, который обеспечивает выполнение нормативных требований строительной теплотехники.

Следует отметить, что паропроницаемость ячеистого бетона (табл. 1) значительно выше паропроницаемости защитно-декоративных покрытий с использованием сухих строительных смесей по СТБ 1307-2012 «Смеси растворные и растворы строительные».

Таблица 1

Теплофизические свойства  
ячеистого бетона автоклавного отвердения

Плотность, $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Теплопроводность, $\lambda$ , Вт/(м·К)	Теплопроводность, $\lambda$ , Вт/(м·К) для условий эксплуатации		Паропроницаемость, $\mu$ , мг/(м·ч·Па) для условий эксплуатации
		А	Б	А, Б
300,0	0,080	0,090	0,100	0,260
350,0	0,090	0,105	0,115	0,240
400,0	0,100	0,120	0,130	0,230
450,0	0,110	0,135	0,145	0,215
500,0	0,120	0,150	0,160	0,200
550,0	0,130	0,165	0,175	0,185
600,0	0,140	0,180	0,190	0,170
650,0	0,160	0,205	0,215	0,165
700,0	0,180	0,230	0,240	0,160

В результате в стеновой конструкции из ячеистого бетона происходит накопление влаги (табл. 2), приводящая к появлению дефектов (рис. 1).

Таблица 2

Влажность образцов, отобранных из стеновых конструкций

Место отбора	Влажность, %
г. Минск, ул. Притыцкого, 91	33,48
	35,97
	35,42
г. Минск, ул. Грушевская, 91	36,63
	45,51



Рис. 1. Дефекты на стенах жилых домов в г. Минске:  
 а) – ул. Грушевская, 91; б) – ул. Притыцкого, 91

При разрушении защитно-отделочного покрытия происходит изменение минералогического состава и структуры поверхности основания – ячеистого бетона. Основные физико-химические изменения связаны с процессами карбонизации.

Подтверждением отмеченного выше, являются исследования, проведенные на строительных объектах: г. п. Островец, пер. Мира, д. 2; Молодечненский р-н, д. Чисть, ясли-сад № 2; Минский р-н, г. Логойск (табл. 3, рис. 2).

В [5–6] описано влияние процесса карбонизации на изменение гидросиликатов ячеистого бетона. Аналогичный механизм воздействия карбонизации будет происходить и в силикатном кирпиче, поскольку состав их гидросиликатной связки близок. Под воздействием  $\text{CO}_2$  и относительной влажности происходит разрушение гидросиликатов (тоберморита) по следующему механизму:

Тоберморит  $\rightarrow$  ватерит + гель  $\text{SiO}_2 \rightarrow$  арагонит (кальцит) + гель  $\text{SiO}_2$

Данный механизм разрушения ячеистого бетона подтверждается результатами рентгенофазового анализа. Отличительной особенностью пробы ячеистого бетона, извлеченного из стены на строительном объекте с разрушенным защитно-отделочным покрытием, является:

- высокая влажность (до 31 %);
- более низкое содержание гидросиликатов кальция – новообразований, определяющих прочность материала;
- присутствие двуводного сульфата кальция (гипса) в свободном состоянии, а не в связанном в гидросульфатоалюминаты кальция, что свидетельствует об их деструкции. Это также может отрицательно сказываться на физико-механических свойствах ячеистого бетона;
- высокое содержание карбоната кальция – кальцита (табл. 3).

Таблица 3

Характеристика образцов ячеистого бетона

Показатель	Образец контрольный – с ненарушенным защитно-отделочным покрытием	Образец с нарушенным защитно-отделочным покрытием
Цвет	белый	серый
Содержание CO <sub>2</sub> , %	3,48	11,59
Содержание CaCO <sub>3</sub> %	26,34	7,91
Структура	Поры имеют четкие очертания. Стенки пор без видимых дефектов. Частицы песка-заполнителя сцементированы гидросиликатной связкой, образовавшейся при автоклавной обработке.	Структура менее плотная. Стенки пор имеют дефекты и частично разрушены. Видны отдельные зерна кварца, что может свидетельствовать о деструктивных процессах. В порах отчетливо видны черные включения, наиболее вероятной причиной появления которых является скопление пыли.



*а*



*б*



*в*

Рис. 2. Разрушение зданий из ячеистого бетона:  
*а* – г. п. Островец, пер. Мира, д. 2; *б* – Молодечненский р-н, д. Чисть, ясли-сад № 2; *в* – Минский р-н, г. Логойск

Проблема обеспечения эксплуатационной надежности и долговечности жилых домов с несущими ограждающими конструкциями из ячеистого бетона автоклавного твердения требует решения.

В соответствии с требованиями ТКП 45-2.04-43-2006 «Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования» паропроницаемость ячеистого бетона автоклавного твердения плотностью 400–700 кг/м<sup>3</sup> составляет 0,23–0,16 мг/(м·ч·Па), а паропроницаемость защитно-отделочных полимерминеральных штукатурок (внутренних и наружных) составляет, соответственно, 0,03–0,02 мг/(м·ч·Па) по СТБ 1263-2001 «Композиции защитно-отделочные строительные. Технические условия», что на порядок ниже, чем у ячеистого бетона.

Известно, что как отделочные, так и защитные покрытия должны выполнять две основные функции: препятствовать проникновению влаги любого агрегатного состояния внутрь наружного стенового ограждения с одной стороны, а с другой – не являться сдерживающим фактором для отдачи влаги наружными слоями ограждающей конструкции в окружающую среду, обеспечивая нормальный тепловлажностный режим наружному стеновому ограждению в процессе эксплуатации.

Следовательно, применение для наружных стеновых конструкций из ячеистого бетона автоклавного твердения в качестве защитно-отделочных покрытий полимерминеральных растворов создает условия для систематического накопления влаги в стеновых конструкциях в процессе эксплуатации, обуславливает преждевременное их разрушение с наружной стороны, появления грибков и плесени на внутренних поверхностях, значительно снижает теплозащитные свойства ограждающих конструкций.

«Дутики» на поверхности защитно-отделочных покрытий. Причиной дефектов фасадных защитно-отделочных покрытий может быть также качество самих ограждающих конструкций. Это может приводить к появлению дефектов в виде так называемых «дутиков» – небольших бугорков на поверхности бетона или штукатурки. Они легко осыпаются, оставляя в центре белое или желтоватое пятнышко. Именно такие дефекты выявлены на поверхности бетонных конструкций.

Как правило, «дутики» образуются за счет гидратации пережженных оксидов кальция и магния, присутствующих в вяжущем (цементе или извести), которая происходит значительно позже в теле уже сформированного строительного изделия (бетона или штукатурки). Эти процессы характеризуются значительным увеличением объема, что и приводит к отколам.

Так как «дутики» являются новообразованиями, образуемыми в уже сформировавшейся структуре бетона, они сформированы очень мелкими, плохо закристаллизованными образованиями. Такие кристаллы характеризуются повышенной растворимостью по сравнению с минералами бетона. Поэтому в качестве основной методики при проводимых исследованиях был принят метод анализа водной вытяжки (табл. 4, рис. 3).

## Анализ водной вытяжки бетона

Место отбора образцов	Содержание оксидов, % по массе		
	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	CaO
Контрольный (кern, вырезанный из строительной конструкции)	0,06	0,11	0,66
Наружная стена (рис. 3, а)	0,09	0,15	2,91
Наружная стена (рис. 3, б)	0,10	0,21	4,92
Внутренняя стена (подъезд) (рис. 3, в, г)	0,13	0,49	3,52



а



б



в



г

Рис 3. Макроструктура дефектов на стеновых конструкциях, отобранных по адресу: жилой дом № 14 по ул. Северная в г. Солигорске

Анализ данных, приведенных в таблице 4, показывает, что содержание СаО в пробах «дутиков» вне зависимости от места отбора значительно выше, чем у контрольной пробы бетона (керна, вырезанного из конструкции). Это подтверждает, что «дутики» образовались за счет гидратации пережженного оксида кальция, присутствующего в цементе, происходящей значительно позже: в теле уже сформированного и затвердевшего бетонного изделия. Эти процессы характеризуются значительным увеличением объема, что и привело к отколам – «дутикам».

Подтверждением того, что дефекты на внутренней стеновой конструкции, вызваны двумя причинами видны при сравнении содержания как СаО, так и щелочных оксидов ( $\text{Na}_2\text{O}$  и  $\text{K}_2\text{O}$ ) в контрольном образце и в отколах («дутиках»), где содержание перечисленных выше оксидов увеличивается: СаО в 5,3 раза,  $\text{Na}_2\text{O}$  и  $\text{K}_2\text{O}$  в 2,2 и 4,5 раза соответственно. Вероятной причиной может быть повышенное содержание щелочей в цементе.

Кроме описанных выше дефектов фасадных защитно-отделочных покрытий на строительных объектах существует и ряд других дефектов, которые также встречаются на строительных объектах.

Шелушение - отделение небольших чешуек краски на фасаде или появление пузырьков на окрасочном покрытии (рис. 4).



*а*



*б*

Рис. 4. Дефекты защитно-отделочного покрытия:  
*а* – шелушение; *б* – пузырьки на окрасочном покрытии

Возможные причины появления дефектов:

- несовместимость финишного слоя с грунтовочным;
- невысохший грунт;
- окраска проводилась при неблагоприятных погодных условиях (дождь, мороз, перепад температур);
- недостаточная паропроницаемость окрасочного слоя по отношению к штукатурному.

Пятна на поверхности окрашивающего слоя. Наиболее часто такие дефекты отмечаются на зданиях после тепловой реновации с использованием утеплителя – минераловатных плит (рис. 5).



Рис. 5. Макроструктура фрагмента фасада с минеральной плитой и декоративным окрасочным слоем (г. Минск ул. Казимировская, 15)

Проведенные исследования позволили установить, что утеплитель – минераловатная плита, имеет неравномерную структуру: присутствуют включения, отличающиеся более темным цветом и большей плотностью по сравнению с основной массой плиты. По результатам термического анализа установлено, что содержание органических веществ во включениях в несколько раз больше, чем в основной массе минераловатной плиты. Следовательно, основной причиной появления окрашенных пятен на декоративном покрытии является миграция на его поверхность органических веществ из включений в минераловатном утеплителе.

Другой причиной появления пятен: желтых (ржавых) (рис. 6) может быть использование штукатурки с большим количеством железистых включений. Такой вид дефектов был обнаружен на строи-

тельных объектах в г. Гродно: здании казармы инв. № 15/218 в военном городке «Фолюш» и ГУ «Гродненский городской дом ночного пребывания лиц без определенного места жительства» по ул. Карского, 29. На этих строительных объектах пятна появились после проведения строительных работ, включающих оштукатуривание и окрашивание.

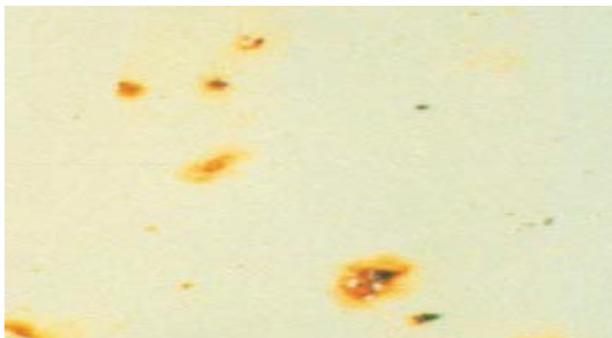


Рис. 4. Макроструктура поверхности стены ГУ «Гродненский городской дом ночного пребывания лиц без определенного места жительства» по ул. Карского, 29 в г. Гродно

Методом тестирования (проба с раствором желтой кровяной соли) установлено, что фрагменты покрытия, отобранные на обоих объектах, содержат ионы железа ( $Fe^{3+}$ ). При визуальном исследовании полученных нерастворимых осадков установлено, что в пробах № 1 и № 3 присутствует от 10 до 30 % черных включений. Размер включений сопоставим с размерами зерен песка. В пробах контрольных образцов № 2 и № 4 таких включений не обнаружено. Содержание железа в пересчете на  $Fe_2O_3$  приведено в табл. 5.

Таблица 5

Содержание железа в пересчете на  $Fe_2O_3$

№ пробы	Содержание оксида железа ( $Fe_2O_3$ ), %
1	7,45
2	0,96
3	9,92
4	1,19

На основании проведенных исследований установлено, что причиной появления желто-коричневых подтеков на поверхности обследованных строительных объектов является повышенное содержание оксидов железа в пробах № 1 и № 3, превышающее в восемь раз содержание оксидов железа в пробах № 2 и № 4 (без подтеков). Наиболее вероятным источником железистых включений является заполнитель, использованный при производстве сухой смеси – штукатурного раствора.

Аналогичные дефекты на фасадном покрытии были обнаружены и на другом строительном объекте – «Реконструкция 2-хэтажного административного здания с 3-хэтажной пристройкой административно-бытового корпуса в д. Боровая Минского района». Как и в первом случае, причиной их образования является заполнитель, использованный при производстве сухой смеси – штукатурного раствора.

Вероятно, что производитель сухой смеси использовал при ее производстве заполнитель (песок) в виде техногенных отходов, например отходов формовочных смесей или сушка песка производилась в сушильном агрегате, загрязненном металлом. Обе эти причины недопустимы при получении качественных сухих штукатурных смесей.

Грибок на поверхности фасадного покрытия. Грибок на поверхности фасадного покрытия может появиться, если:

- фасад все время был влажным;
- при использовании красок низкого качества;
- поверхность перед покраской не была обработана грунтовкой;
- окрашивание мест, зараженных микроорганизмами, производилась без предварительной обработки.

Высолы на поверхности фасадного покрытия. Основной причиной появления высолов является выделение стенами солей под воздействием климатических факторов. Как правило, они сложены агрегатами очень мелких (около 1 мкм) непрозрачных частиц. Основные кристаллические фазы высолов представлены карбонатами щелочных и щелочноземельных металлов. Это подтверждают результаты исследования проб высолов, отобранных на лицевой поверхности плит перекрытий объекта «Реконструкция пищеблока психбольницы п. Новинки»:

- $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$  (термонантрит)  $d/n = 0,530; 0,415; 0,276; 0,267; 0,246; 0,237; 0,224; 0,219 \dots \text{нм};$
- $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (гидрат оксида кальция)  $d/n = 0,490; 0,311; 0,263; 0,244; 0,1927; 0,1796; 0,168 \dots \text{нм};$
- $\text{CaCO}_3$  (кальцит)  $d/n = 0,386; 0,303; 0,249; 0,228; 0,208; 0,191 \dots \text{нм};$
- $\text{NaHCO}_3$  (нахколит)  $d/n = 0,306; 0,295; 0,260; 0,219; 0,203 \dots \text{нм};$
- $\text{K}_6\text{Ca}_2(\text{CO}_3)_5 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  (бючлиит)  $d/n = 0,303; 0,286; 0,2688; 0,206 \dots \text{нм}.$

Чтобы удалить с поверхности белый кристаллический налет (высолы), необходимо провести очистку поверхности (стальными щетками или другим инструментом), перетирку штукатурки, просушку и повторную окраску дефектного участка.

На основе проведенных Государственным предприятием «Институт НИИСМ» исследований можно сделать вывод о том, что в большинстве случаев причинами дефектов на защитно-отделочных покрытиях, возникающих в процессе эксплуатации зданий, являются:

- неправильный подбор отделочных покрытий (без учета характеристик основания, на которое они наносятся);
- несоблюдение технологии производства строительных материалов;
- несоблюдение технологии выполнения строительных работ.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ремнев, В. В. Обследование технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений / В. В. Ремнев, А. С. Морозов, Г. П. Тонких. – М.: Маршрут, 2005. – 196 с.
2. Грунау, Э. В. Предупреждение дефектов в строительных конструкциях / Э. В. Грунау. – М.: Стройиздат, 1980. – 215 с.
3. Работе, Ж. Л. Качество и долговечность отделочных покрытий в строительстве / Ж. Л. Работе. – М.: Стройиздат, 1988. – 272 с.
4. Хорст, Ройль Руководство по защите и санированию строительных сооружений. Причины повреждений, методы диагностики, возможности санирования / Ройль Хорст ; пер. с нем. – СПб.: «Квинтет», 2013. – 372 с.

5. Парута, В. А. Проектирование состава штукатурных растворов для автоклавного газобетона / В. А. Парута [и др.] // Строительные материалы, изделия и санитарная техника. – Вып. 47. – 2013. – С. 81–87.

6. Камерлах, Н. А. К вопросу о механизме перекристаллизации микроструктуры ячеистых бетонов при карбонизации / Н. А. Камерлах // Тез. докл. V республик. конференции «Долговечность автоклавных бетонов», Таллинн, 1984. – Ч.1. – С. 129–131.

УДК 69.059.73

## **РЕКОНСТРУКЦИЯ ОБЩЕЖИТИЯ ПОД МНОГОКВАРТИРНЫЙ ЖИЛОЙ ДОМ ПО УЛ. ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНАЯ В Г. МИНСКЕ**

*ГУЗАРЕВИЧ Я. В., ЗВЕРЕВ В. Ф., ШАНЮКЕВИЧ И. В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** На сегодняшний день, жилищный вопрос относится к числу наиболее острых для большей части населения страны. При этом плотность современной городской застройки не всегда позволяет выделить свободные земельные участки под новую жилую застройку, в том числе с учетом сноса существующей. Учитывая срок эксплуатации, моральный и физический износ, а также возможную необходимость изменения функционального назначения или объемно-планировочных решений зданий в период эксплуатации, часто возникает вопрос не только о проведении их капитального ремонта, но и реконструкции. Приведение существующего, но морально и физически устаревшего жилищного фонда, в соответствие с техническими, социальными и санитарными нормами, а также со стандартами и условиями проживания, включая улучшения эксплуатационных и потребительских характеристик здания, является целью реконструкции [1].

В данной статье рассмотрен проект реконструкции на примере здания общежития коридорного типа, расположенного по адресу ул. Железнодорожная, 136 в г. Минске, которое эксплуатируется более 50 лет. Предполагается реконструкция данного общежития

под многоквартирный жилой дом с надстройкой шестого этажа, установкой лифтового оборудования и эксплуатируемой кровлей. Также планируется устройство первого этажа под офисные помещения с отдельными входами с главного фасада. Для разработки проекта реконструкции были выполнены инженерно-геологические изыскания, обмерные чертежи, оценка технического состояния строительных конструкций, фундаментов, теплотехнических характеристик ограждающих конструкций, а также определена степень физического износа отдельных конструктивных элементов здания.

**Результаты обследования.** Существующее здание общежития является пятиэтажным с подвалом, кирпичным, по форме прямоугольным с размерами в плане 14×54 м и высотой 15 м. В основу конструктивного решения положен неполный каркас с продольными несущими стенами. На сборные железобетонные колонны по прогонам уложены сборные железобетонные пустотные плиты перекрытия. Крыша здания плоская, рубероидная, совмещенная утепленная с внутренним водостоком, фундаменты ленточные и столбчатые, стены подвала из сборных бетонных блоков толщиной 500 мм. Лестничные площадки выполнены из сборных железобетонных элементов.

В процессе проведенного обследования согласно ТКП 45-1.04-37-2008 [2], ТКП 45-1.04-119-2008 [3] и СН 1.04.01-2020 [4] установлено, что наружные кирпичные стены толщиной 510 мм выполнены из полнотелого красного кирпича М100 на цементном растворе, снаружи облицованы плиткой «Кабанчик», а по дворовому фасаду облицованы силикатным кирпичом. Трещин осадочного происхождения в кладке как наружных стен, так и внутренних толщиной 380 мм, не обнаружено, только имеются местные отслоения облицовочной плитки «Кабанчик» по фасадам. Таким образом, наружные и внутренние стены находятся в удовлетворительном состоянии.

Внутренние колонны каркаса являются сборными железобетонными с консолями, сечением 300×400 мм из бетона М300 (В22,5), армированы 4Ø22А400 и установлены с шагом 3200 мм. На консоли колонн укладываются прогоны, которые служат опорами для плит перекрытия, изготовлены из бетона М300 (В22,5), армированы 2Ø16А400 (рис. 1). Стыки колонн каркаса и сопряжения на опорах прогонов с колоннами каркаса сварные. В подвале железобетонные колонны каркаса имеют сечение 760×810 мм. По результатам обслед-

дования прогоны, железобетонные колонны каркаса, консоли колонн дефектов и повреждений не имеют, находятся в удовлетворительном состоянии и пригодны к дальнейшей эксплуатации.

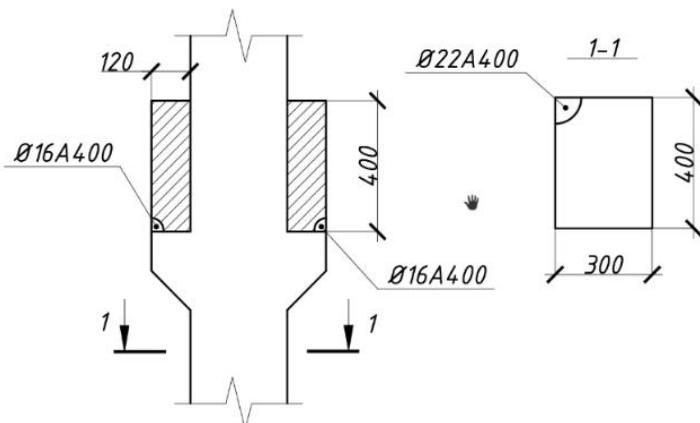


Рис. 1. Узел опирания прогонов на колонну

Перекрытия над подвалом и по всем остальным этажам выполнены из сборных железобетонных пустотных плит. Местные заделки – из монолитного железобетона. После вскрытия арматуры в плитах перекрытий по всем этажам установлено, что они армированы Ø14A400, а по результатам определения прочности марка бетона равна М300 (В22,5). После расчета плит перекрытий на восприятие равномерно-распределенной нагрузки сделан вывод об их пригодности к дальнейшей эксплуатации. В санузлах в предполагаемых местах установки ванн пустотные плиты перекрытия должны быть усилены по примеру схемы усиления, приведенной на рис. 2.

Часть старых межкомнатных одинарных перегородок бывшего общежития может сохраняться. Для обеспечения необходимого уровня звукоизоляции предлагается устройство второй части межквартирных перегородок выполнить в такой конструкции: к старой перегородке установить пенопластовые плиты с  $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$  толщиной 50 мм и облицевать их гипсокартоном, крепление которых выполнить на винтах в соответствии с типовыми деталями. При такой конструкции перегрузки плит перекрытия не будет.

Подвал расположен над всем зданием общежития, причем в левой части здания старым проектом было предусмотрено бомбоубе-

жище. По длине подвала помещения разделены поперечными стенами, также запроектированы столбчатые железобетонные опоры сечением  $760 \times 810$  мм с шагом 3200 мм. Перекрытие над подвалом сборно-монолитное по спаренным железобетонным прогонам. Прогоны сечением  $120 \times 400$  мм опираются на железобетонные столбчатые опоры. На прогоны уложены сборные железобетонные пустотные плиты. Для определения размеров, материала фундаментов и типа грунтов основания были вскрыты шурфы и установлено, что фундаменты под наружные стены – ленточные из сборных фундаментных подушек и бетонных стеновых блоков, а под внутренние железобетонные колонны – монолитные железобетонные столбчатого типа. Ширина подушек фундаментов под наружные стены составляет 1,2 м, глубина заложения от пола подвала 0,9 м. Основанием фундаментов служит супесь пылеватая лессовидная. Произведя проверку размеров фундаментов, расчетного сопротивления грунта основания под подошвой и выполнив оценку их несущей способности было определено, что усиление фундаментов не требуется.

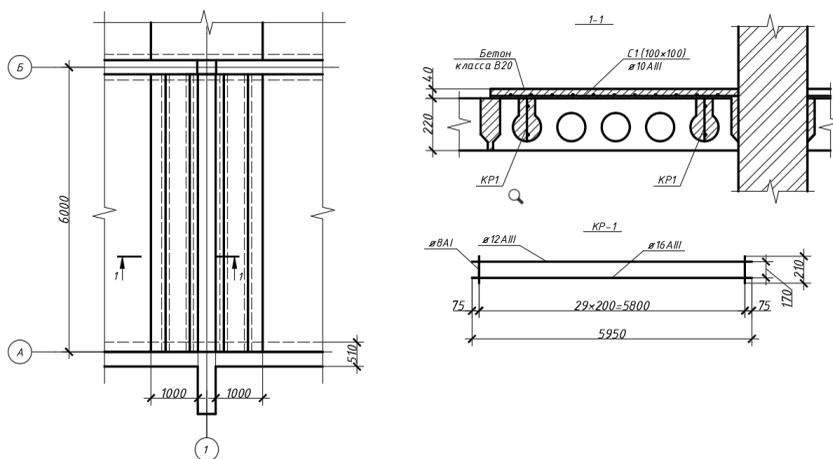


Рис. 2. Усиление железобетонных плит под ванны

Теплотехнические характеристики ограждающих конструкций жилых зданий в значительной степени обуславливают их долговечность, а также количество тепла, теряемого зданием в зимний период

и связанных с этим эксплуатационных затрат. Согласно оценке теплотехнических свойств по СП 2.04.01-2020 [5], для обеспечения требуемого нормативного сопротивления теплопередаче в рассматриваемом здании требуется утепление наружных стен, а оконные блоки должны быть заменены в связи с большим физическим износом.

**Проектные решения и мероприятия реконструкции.** Проектом реконструкции предусматривается замена инженерных систем:

Теплоснабжение жилого дома предполагается от существующей тепловой сети. На участке строительства теплосети предусматривается подземный бесканальный способ прокладки из предизолированных труб. Материалом труб теплосети является сталь. Вблизи площадки строительства имеются существующие сети хозяйственно-питьевого водопровода диаметром 200 мм и канализации диаметром 150 мм. Система отопления – трубы из металлопластика, прокладываемые от этажных распределительных гребенок в конструкции пола к приборам отопления, с поквартирным учетом тепла. Нагревательными приборами являются радиаторы.

Водоснабжение жилого дома осуществляется от внутриразводящей сети водопровода здания. Ввод водопровода – существующий диаметром 100 мм. Выпуски канализации от жилого дома выполняются из блоксополимера пропилена диаметром 110 мм и подключаются к существующей сети канализации.

Для устройства сетей электроснабжения предусматривается реконструкция закрытой трансформаторной подстанции с заменой элементов распределительных устройств 10 и 0,4 кВ. Прокладка кабелей выполняется в грунте на глубине 0,7 м от планировочных отметок земли, а под проезжей частью дорог – 1 м. Также предусматривается устройство контура повторного заземления нулевого провода на вводе в здание.

Проект реконструкции общежития разработан на основе действующих технических нормативных правовых актов, в том числе в соответствии с СН 3.02.01-2019 [6] совместно с ТКП 45-1.04-206-2010 [7]. Реконструкция общежития под жилой дом предполагает ряд конструктивных изменений, в том числе устройство эксплуатируемой кровли и надстройку дополнительного (шестого) этажа. Для этого по периметру стен в уровне верха плит перекрытия устраивается конструктивный арматурный пояс, на дополнительных монолитных ленточных фундаментах возводятся внутренние несущие

монолитные стены с перекрытием железобетонными многопустотными предварительно напряженными плитами безопалубочного формования (рис. 3), наружные стены выполняются толщиной 500 мм из газосиликатных блоков. Также устраиваются лифтовые шахты со стенами толщиной 250 мм из монолитного железобетона, под которые выполняются фундаментные плиты, и монтируются грузопассажирские лифты.

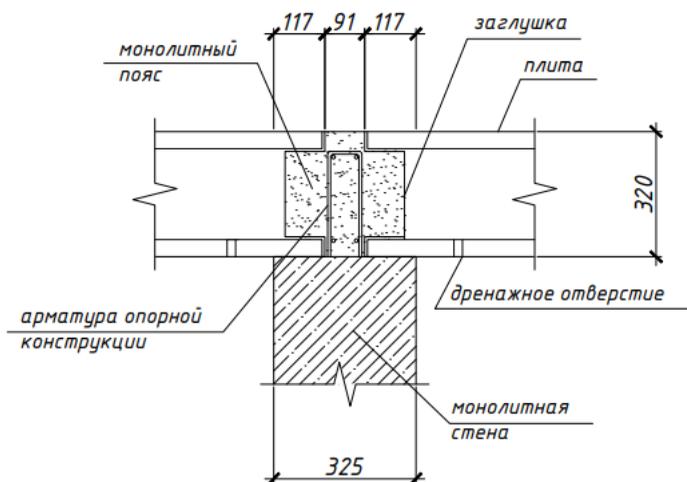


Рис. 3. Узел опирания плит покрытия на стену

По расчету по предельным состояниям, при расчетных значениях постоянной и переменной нагрузок  $10,754$  и  $4,08$  кН/м<sup>2</sup> соответственно, высота сечения запроектированных плит покрытия безопалубочного формования составила 320 мм (рис. 4).

В связи с тем, что в существующем здании общежития за истекший период эксплуатации капитального ремонта неостекленных лоджий не производилось, плиты перекрытий лоджий имеют: сквозные местные разрушения с коррозией арматуры более 10 % от площади поперечного сечения, прогибы превышают допустимые значения, опирание плит и ширина лоджий не соответствуют нормам, наблюдается существенная коррозия металлических ограждений, физический износ кирпичных стен составляет более 60 %. Поэтому старые лоджии разбираются и выполняются новые остекленные лоджии

с применением раздвижных рам алюминиевого профиля, ограждение лоджий выполняется из кирпича лицевого силикатного.

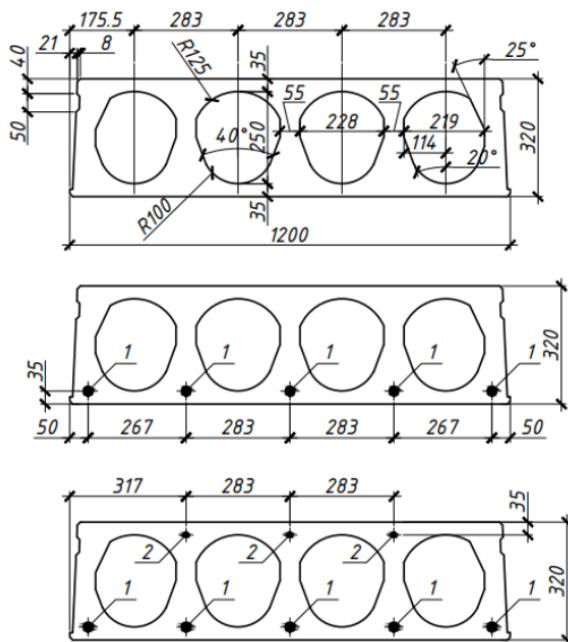


Рис. 4. Сечение запроектированной предварительно напряженной плиты безопалубочного формования

В связи с изменением назначения здания выполняется перепланировка помещений – предполагается устройство квартир со 2-го по 6-ой этаж, а на 1-м этаже – офисные помещения. Проектом предусматривается 10 однокомнатных квартир общей площадью 38,55 м<sup>2</sup> или 55,52 м<sup>2</sup>, 30 двухкомнатных квартир площадью от 51,66 м<sup>2</sup> до 66,97 м<sup>2</sup> и 10 трехкомнатных площадью 78,99 м<sup>2</sup> или 88,57 м<sup>2</sup>. В зоне офисных помещений 1-го этажа запроектировано 14 кабинетов с возможностью легкого переустройства в «open space» офисы, зал заседаний площадью 55,5 м<sup>2</sup>, комната для отдыха, гардероб, помещение охраны и другие. Для осуществления перепланировки демонтируется часть существующих перегородок, выполняется про-

бивка проемов с усилением и закладывается часть существующих проемов. Новые межкомнатные перегородки толщиной 100 мм выполняются из газосиликатных блоков, перегородки санузлов толщиной 120 мм – из кирпича керамического полнотелого. В местах примыкания к санузлам внутренних стен из силикатного кирпича предусматривается пароизоляционное покрытие из полимерцементного раствора на основе латекса. Межквартирные перегородки и стены приквартирных тамбуров выполняются со звукоизоляцией толщиной 250 мм из газосиликатных блоков на цементно-песчаном растворе.

Для выделения 3-х автономных подъездов жилого дома устраивается дополнительная (третья) монолитная железобетонная лестничная клетка. Входы в подъезды оформляются в виде пристраиваемых тамбуров. Проектирование лестничных маршей и площадок, внеквартирных коридоров и дверей, тамбуров и других мест общего пользования выполнено в соответствии с требованиями ТКП 45-2.02-315-2018 [8]. Разработано цветное решение фасадов с ведомостью отделки, главный фасад здания после реконструкции представлен на рисунке 5. Также наружные стены утепляются легкой штукатурной системой в соответствии с СП 3.02.01-2020 [9], узел утепления верхнего оконного откоса (обозначен на главном фасаде как узел 1) представлен на рисунке 6.

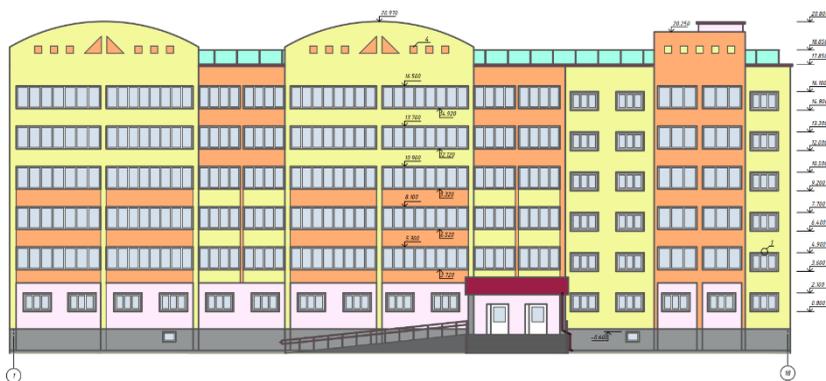


Рис. 5. Главный фасад здания после реконструкции

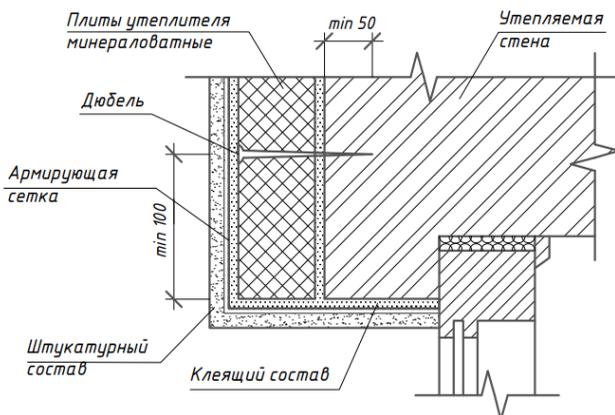


Рис 6. Узел утепления верхнего оконного откоса

Кровля запроектирована в соответствии с требованиями СН 5.08.01-2019 [10], предусматривается плоская эксплуатируемая в следующей конструкции: по железобетонной плите покрытия выполняется разуклонка из керамзитобетона толщиной 40 мм, устраивается цементно-песчаная стяжка (20 мм), на которую укладывается слой пароизоляции, 250 мм пенополистирола, полиэтиленовая пленка и выполняется стяжка толщиной 30 мм. Далее наносится грунтовочный состав мастики, 2 слоя кровельного материала, укладывается полиэтиленовая пленка, геотекстиль и дренажная мембрана, устраивается слой гравия с цементно-песчаной смесью толщиной 40 мм, защитный бетон  $C^{20}/_{25}$  толщиной 80 мм, наносится обмазочная гидроизоляция и укладывается морозостойкая плитка.

**Технико-экономические показатели проекта.** Для определения продолжительности строительного-монтажных работ были рассмотрены три варианта (последовательный, с учетом параллельности выполнения специальных работ и поточный по трем захваткам) и выбран минимальный. Продолжительность принята в качестве критерия, так как условия выполнения работ в разных вариантах принимаются сопоставимыми. В свою очередь, при выполнении работ по реконструкции рассматриваемого объекта поточным методом их длительность составит 209 дней (длина критического пути). С учетом монтажной высоты и массы и в связи с высокой плотно-

стью близлежащей застройки (коэффициент застройки равен 23,2 %), основные строительные-монтажные работы принято выполнять с использованием башенного подъемного крана на рельсовом ходу грузоподъемностью 10 т.

На основании нормативов расхода ресурсов была разработана локальная смета на общестроительные работы, на основании которой составлена ведомость объемов и стоимости работ, объектная смета, выполнен сводный сметный расчет стоимости строительства. Разработанный проект реконструкции имеет технико-экономические показатели, представленные в таблице 1.

Таблица 1

Технико-экономические показатели объекта

№ п/п	Наименование показателя	Ед. изм.	Всего
1	Площадь территории строительной площадки	м <sup>2</sup>	3922
2	Площадь застройки	м <sup>2</sup>	909,7
3	Строительный объем здания	м <sup>3</sup>	12 354
4	Общая площадь здания	м <sup>2</sup>	4091
5	Жилая площадь здания	м <sup>2</sup>	2072
6	Площадь офисных помещений	м <sup>2</sup>	318
7	Стоимость реконструкции 1 м <sup>2</sup> общей площади здания	руб./м <sup>2</sup>	635
8	Трудоемкость реконструкции объекта	тыс. чел-ч	113
9	Продолжительность реконструкции	мес.	10

**Заключение.** Таким образом, проектом реконструкции общежития предусмотрено изменение функционального назначения под многоквартирный жилой дом и основных технико-экономических показателей, при этом здание приведено в соответствие с современными нормами и стандартами. В частности, планировочные решения и замена инженерных систем и оборудования обеспечивают комфортные условия для жизнедеятельности людей в современных квартирах, ограждающие конструкции соответствуют нормативам по теплозащите помещений, а конструкции внутренних стен и перегородок – нормативам звукоизоляции, гидроизоляции и другим требованиям комфорта проживания и эксплуатации. Для достижения более высокого уровня комфортности здания существует возможность внедрения системы «Умный дом» в процессе реконструкции,

а именно: автоматизации системы отопления и вентиляции, интеллектуализации системы освещения, безопасности, голосовое управление и другие.

Согласно Указа Президента Республики Беларусь от 16 ноября 2015 г. № 460 [11] в целях оказания государственной поддержки гражданам для улучшения их жилищных условий государственные органы и организации имеют право изменить назначение здания общежития на многоквартирный жилой дом, если жилые помещения в нем соответствуют необходимым требованиям. Такие помещения при этом включаются в состав арендного жилья. Рассмотрим существующие примеры реализации таких проектов в Республике Беларусь (при этом реконструкцию зданий проводили силами местных СУ, СМУ и ПМК):

В августе 2020 г. в д. Галево произвели реконструкцию пустующего здания общежития колледжа в жилой дом, который стал первым многоквартирным домом арендного типа в Пинском районе. В четырехэтажном доме из 32 квартиры (8 однокомнатных и 24 двухкомнатных) наряду с комплексом внутренних работ строители утеплили здание, сделали новую кровлю, водосточную систему, соорудили лоджии с экранами и выполнили наружную отделку [12].

В г. Солигорске в 2018 г. и в 2020 г. была произведена реконструкция двух общежитий по ул. Заслонова, в результате которой арендное жилье получили семьи из числа работников ОАО «Беларуськалий», а также дочерних предприятий. При этом в первую очередь жилье предоставили многодетным, а также ранее проживающим в данных общежитиях семьям [13]. В ходе реконструкции зданий общежитий были произведены работы по замене всех инженерных коммуникаций, утеплению фасадов, возведению балконов, благоустройству территории и необходимому ремонту помещений (уложено напольное покрытие, поклеены обои, покрашены потолки, установлены межкомнатные двери и электрические плиты). Также использованы энергосберегающие светильники с датчиками движения, которые встроены в подвесные потолки в помещениях общего пользования [14].

Еще одним примером может служить трехэтажное общежитие в г. Дятлово Гродненской области. Старое здание находилось в непригодном для проживания состоянии, лишь наружные стены были удовлетворительными, внутри выполнили перепланировку, работы

по замене кровли, провели сантехнические и электромонтажные работы и другие. Результатом реконструкции стал арендный дом на 33 квартиры [15].

Таким образом, рассматриваемый проект реконструкции здания общежития под многоквартирный арендный дом следует рассматривать не только с точки зрения последующей продажи расположенных в нем помещений, но и как жилой дом арендного типа для тех граждан, которые не могут по тем или иным причинам приобрести жилье именно в собственность. Такая направленность реконструкции общежитий позволит не только сохранить существующий жилищный фонд с учетом более эффективного его использования, но и реализовать государственное право граждан на жилище, повысить трудовую мобильность с закреплением специалистов на предприятиях, а также развить арендные отношения и улучшить комфортность проживания для населения, используя уже имеющуюся развитую инфраструктуру существующей застройки и внедрение «умных» и энергосберегающих технологий не только при строительстве, но и реконструкции существующих зданий.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Петренева, О. В. Методика определения экономической эффективности реконструкции жилищного фонда города / О. В. Петренева, В. О. Пикулева // Вестник МГСУ. – 2016. – № 3. – С. 122–134.
2. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). – Введ. 29.12.2008 (с отменой на территории РБ ВСН 57-88(р)). – Минск : Стройтехнорм, 2008. – 48 с.
3. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа: ТКП 45-1.04-119-2008 (02250). – Введ. 01.03.2009 (с отменой на территории РБ ВСН 53-86 (р)). – Минск : Стройтехнорм, 2008. – 54 с.
4. Техническое состояние зданий и сооружений: СН 1.04.01-2020. – Введ. 23.03.2021 (с отменой на территории РБ ТКП 45-1.04-305-2016 (33020)). – Минск : Стройтехнорм, 2020. – 62 с.
5. Строительная теплотехника: СП 2.04.01-2020. – Введ. 20.01.2021 (с отменой на территории РБ ТКП 45-2.04-43-2006 (02250)). – Минск : Стройтехнорм, 2020. – 78 с.

6. Жилые здания: СН 3.02.01-2019. – Введ. 08.09.2020 (с отменой на территории РБ ТКП 45-3.02-324-2018 (33020)). – Минск : Стройтехнорм, 2019. – 26 с.

7. Ремонт, реконструкция и реставрация зданий и сооружений. Основные требования по проектированию: ТКП 45-1.04-206-2010 (02250). – Введ. 01.01.2011 (с отменой на территории РБ СНБ 1.04.02-02). – Минск : Стройтехнорм, 2010. – 40 с.

8. Пожарная безопасность зданий и сооружений. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.02-315-2018 (33020). – Введ. 01.09.2018 (с отменой на территории РБ СНиП 2.01.02-85). – Минск : Стройтехнорм, 2018. – 58 с.

9. Тепловая изоляция зданий и сооружений: СП 3.02.01-2020. – Введ. 07.12.2020 (с отменой на территории РБ ТКП 45-3.02-113-2009 (02250)). – Минск : Стройтехнорм, 2020. – 26 с.

10. Кровли: СН 5.08.01-2019. – Введ. 08.09.2020 (с отменой на территории РБ ТКП 45-5.08-277-2013 (02250)). – Минск : Стройтехнорм, 2019. – 29 с.

11. О внесении изменений и дополнений в указы Президента Республики Беларусь: Указ Президента Республики Беларусь от 16 ноября 2015 г. № 460 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2015. – № 1/16108.

12. Первый многоквартирный арендный дом торжественно открыли в Пинском районе [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pinsknews.by/?p=86068>. – Дата доступа: 16.05.2021.

13. Из белкалиевского общежития – в арендный дом [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://esoligorsk.by/novosti/v-soligorske/257-eksklyuziv/54951-iz-belkalievskogo-obshchezhitiya-v-arendnyj-dom>. – Дата доступа: 16.05.2021.

14. Из солигорского общежития в многоквартирный дом за 7 месяцев [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://shahter.by/soligorsk/iz-obshhezhitiya-v-mnogokvartirnyj-dom-za-7-mesyatsev>. – Дата доступа: 16.05.2021.

15. 13 000 арендных «квадратов». Как в регионе идет строительство арендного жилья [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [https://grodnonews.by/news/stroitelstvo/13\\_000\\_arendnykh\\_kvadratov\\_kak\\_v\\_regione\\_idet\\_stroitelstvo\\_arendnogo\\_zhilya.html](https://grodnonews.by/news/stroitelstvo/13_000_arendnykh_kvadratov_kak_v_regione_idet_stroitelstvo_arendnogo_zhilya.html). – Дата доступа: 16.05.2021.

## ИССЛЕДОВАНИЕ КАЧЕСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ IMPACT-ECHO МЕТОДОМ (НЕРАЗРУШАЮЩИЙ КОНТРОЛЬ)

*ЛЕОНОВИЧ С. Н., СНЕЖКОВ Д. Ю., БУДРЕВИЧ Н. А.*  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Целью исследования являлось исследование однородности структуры буронабивных свай Impact-echo методом, определение фактической длины свай, выявление дефектов свай. Приведены рефлектограммы колебательного ускорения и рефлектограммы колебательной скорости для каждой из испытываемых свай. На основе полученных в ходе экспериментальных исследований сделаны выводы о длине свай, дефектах сплошности свай, классе по прочности бетона буронабивных свай.

Устройство свайных фундаментов является одним из основных и важных видов работ в строительстве. Как правило, некоторая часть буронабивных свай после их устройства имеют дефекты. Чтобы избежать серьезных проблем при строительных работах, связанных с нарушением сплошности ствола свай, необходимо производить ее оценку неразрушающим методом сразу после их устройства с целью выявления дефектов на ранней стадии строительства. Основные преимущества неразрушающего метода: быстрое получение данных и возможность проверки большого количества данных; определение длины сваи в пределах 80 м; выявление дефектов разного характера в стволе сваи; возможность диагностики любой сваи одним человеком самостоятельно.

**Методика испытаний и приборы контроля.** Методика контроля соответствует рекомендациям СТП УП «БЕЛТЕХНОЛОГИЯ» [1]. Данный стандарт устанавливает минимальные требования к процедуре испытаний сваи путем приложения ударной нагрузки малой интенсивности. Испытания целостности конструкции осуществляется путем формирования импульса акустической волны. Использовался прибор диагностики свай «Спектр-3» (НПП «Интерприбор»

РФ), характеристики которого соответствуют требованиям СТП УП «БЕЛТЕХНОЛОГИЯ». Информационными параметрами являются измеренные ускорения и скорости зон контроля при прохождении акустической волны. Ориентировочное значение скорости распространения акустической волны в бетоне сваи определялось ГОСТ 17624-2012 [2] ультразвуковым прибором «Пульсар-2.2».

Погрешность определения длины сваи напрямую зависит от того, насколько точно задана скорость распространения волны в свае. Чтобы упростить интерпретацию сигнала, он подвергается дополнительной обработке – усилению и фильтрации.

Трение боковой поверхности сваи вызывает ослабление сигнала при прохождении его по свае. Для компенсации этого ослабления сигнал усиливается. Фильтрация применяется для удаления шумов из сигнала.

Отражение волны от границы раздела сред происходит из-за изменения полного акустического импеданса сваи.

Акустический импеданс  $Z$  определяется по формуле:

$$Z = S \cdot \sqrt{E \cdot \rho}, \quad (1)$$

где  $S$  – площадь сечения сваи;

$E$  – модуль упругости;

$\rho$  – плотность материала сваи.

Любое изменение  $S$ ,  $E$  или  $\rho$  приведет к изменению импеданса и, как следствие, к отражению акустической волны. Отражения могут быть вызваны следующими причинами: конец сваи; уменьшение/увеличение поперечного сечения; трещина; изменение плотности бетона; контрастная смена слоев грунта по глубине расположения сваи.

Не вызывают отражения дефекты: постепенное изменение диаметра сваи; изогнутая форма сваи; мелкие дефекты.

От знака изменения импеданса на границе раздела сред зависит знак отражения (рис. 1).

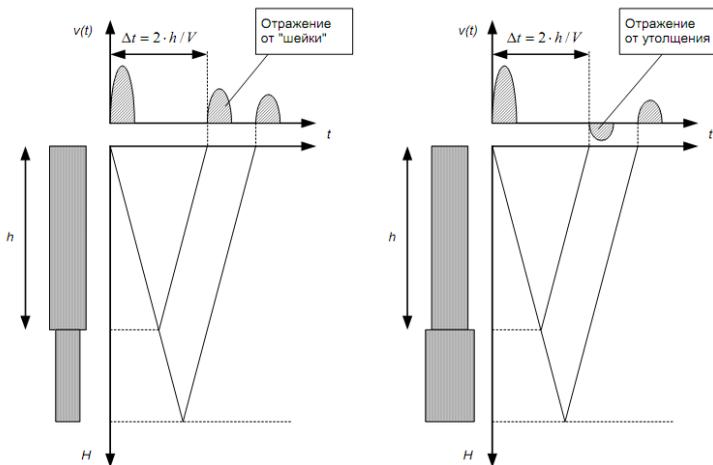


Рис. 1. Влияние формы сваи на форму акустического отклика

Если значение импеданса уменьшилось (уменьшение поперечного сечения, ухудшение качества бетона), то отражение будет совпадать по знаку с ударом. Если значение импеданса увеличилось (увеличение поперечного сечения, улучшения качества бетона), то отражение будет противоположного с ударом знака.

Длина сваи  $H$ , при известной скорости распространения волны  $V$ , рассчитывается по формуле 2:

$$H = \frac{V \cdot t}{2} \quad (2)$$

**Результаты испытаний.** Отсутствие какой-либо информации об особенностях технологии изготовления свай, данных геологических изысканий в зоне строительства и данных исполнительной документации производства свайных работ не позволило выполнить полноценную калибровку метода и качественно привязать данные акустических испытаний к фактическим показателям свай, в первую очередь, – их длине. Поэтому интерпретация полученных данных акустических испытаний базировалась на типовую технологию буронабивных свай, рассматривая контролируруемую железобетонную сваю как однородное цилиндрическое тело постоянного поперечного сечения диаметром  $D \approx 850$  мм.

Для определения скорости распространения акустической волны  $V$  были выполнены ультразвуковые измерения на выступающих из грунта оголовках свай.

На каждой подвергнутой контролю свае выполнялись не менее трех измерений (рис. 2, 3), по данным которых строились рефлектограммы – временные диаграммы формирования акустического отклика. При анализе данных рассматривались два варианта рефлектограмм (рис. 4–13), – рефлектограмма колебательного ускорения и рефлектограмма колебательной скорости, которые при визуальном анализе могут рассматриваться как взаимодополняющие, и позволяло повысить достоверность оценок. Основные результаты контроля свай приведены в таблице 1 [3–6].



Рис. 2. Установка сенсора-акселерометра на сваю



Рис. 3. Нанесение удара по оголовку сваи

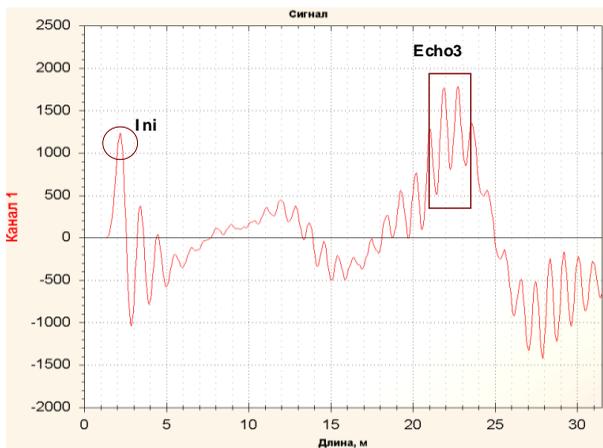


Рис. 4. Рефлектограмма колебательного ускорения сваи № 1 (длина сваи  $L = 21,0 \pm 1,5$  м; слабое эхо от уровня 12... 14 м)

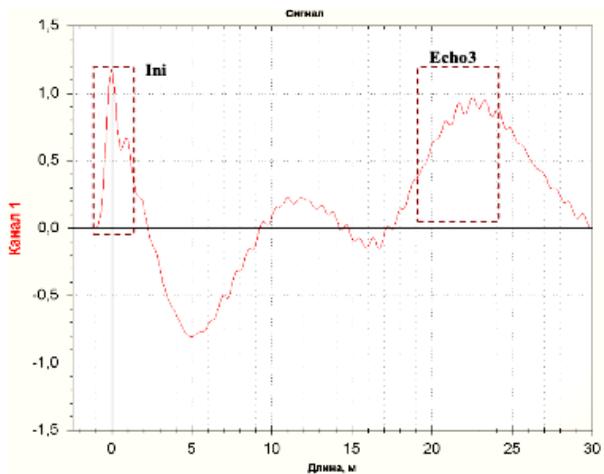


Рис. 5. Рефлектограмма колебательной скорости сваи № 1 (длина сваи  $L = 21,0 \pm 1,5$  м; слабое эхо от уровня 12...14 м)

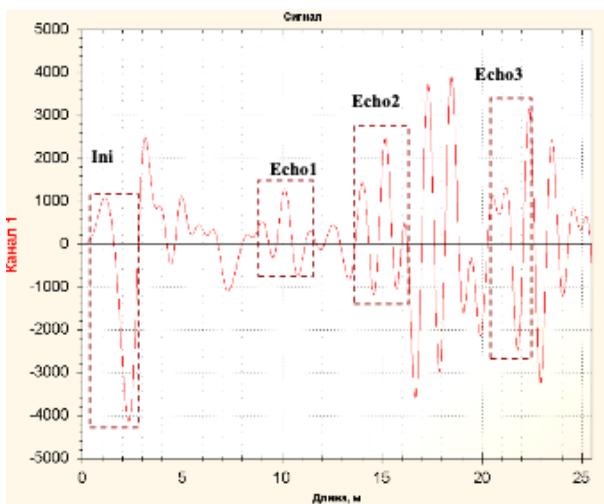


Рис. 6. Рефлектограмма колебательного ускорения сваи № 2 (длина сваи  $L = 19,0 \pm 1,5$  м; предполагается перепад плотности грунта или локальное сужение тела сваи на глубине 12...15 м)

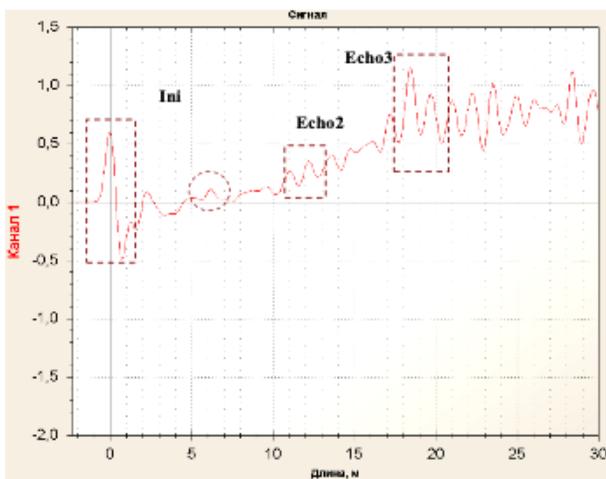


Рис. 7. Рефлектограмма колебательной скорости сваи № 2 (длина сваи  $L = 18...20$  м; предполагается перепад плотности грунта или локальное сужение тела сваи на глубине  $12...14$  м; есть слабый отклик от глубины  $6...7$  м)

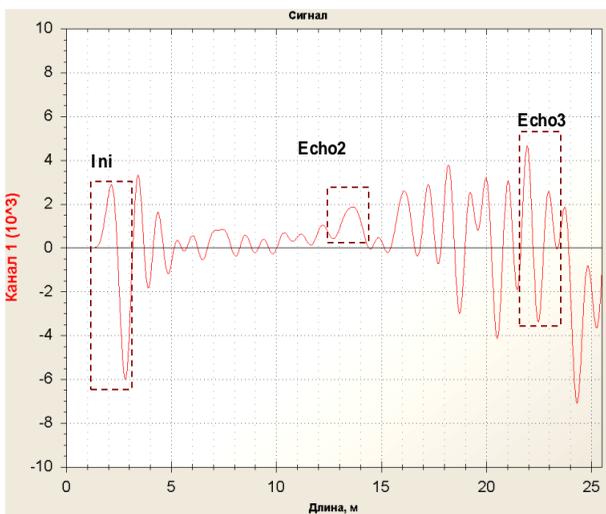


Рис. 8. Рефлектограмма колебательного ускорения сваи № 3 (длина сваи  $L = 20,0 \pm 1,0$  м)

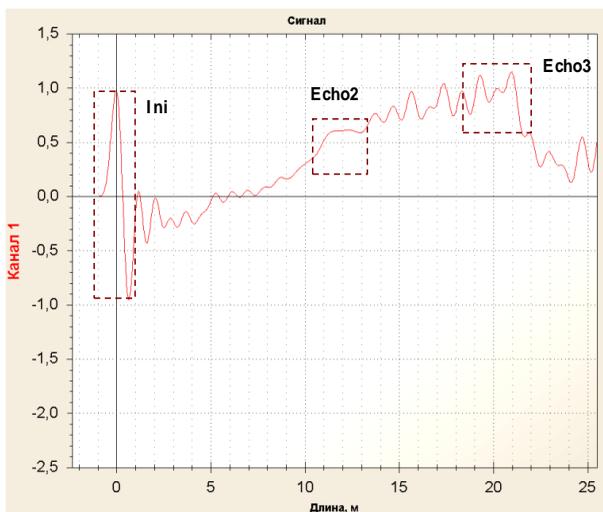


Рис. 9. Рефлектограмма колебательной скорости сваи № 3 (длина сваи  $L = 20,0 \pm 1,0$  м; на глубине 12...13 м вероятно контрастная смена геологических слоев грунта)

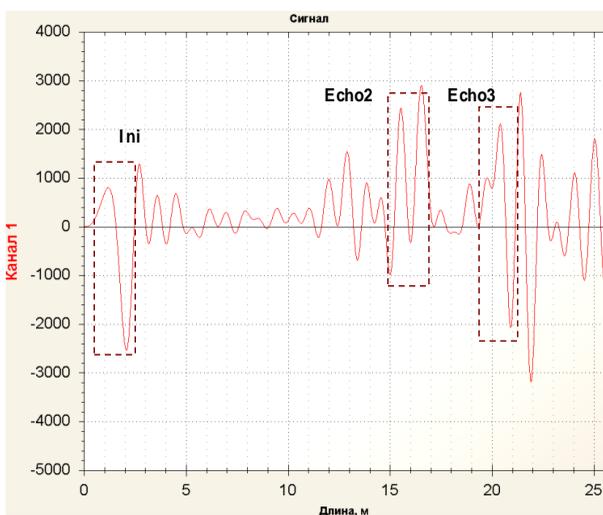


Рис. 10. Рефлектограмма колебательного ускорения сваи № 4 (длина  $L = 19,0 \pm 1,0$  м; на глубине 14...15 м вероятно контрастная смена геологических слоев грунта)

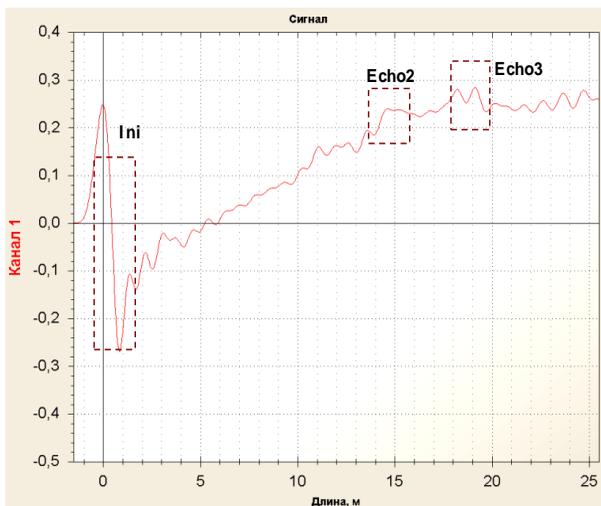


Рис. 11. Рефлектограмма колебательной скорости сваи № 4 (длина сваи  $L = 19,0 \pm 1,0$  м; на глубине 14...15 м вероятно контрастная смена геологических слоев грунта)

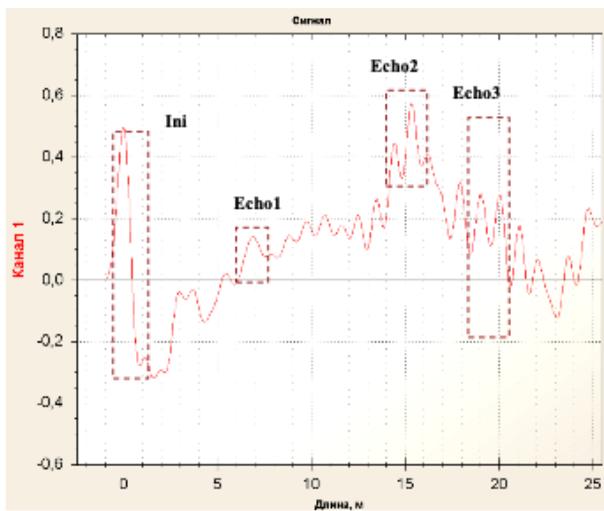


Рис. 12. Рефлектограмма колебательной скорости сваи № 5 (длина сваи определяется неустойчиво  $L = 15...16$  м; есть слабое эхо от уровней 7 м и 19...20 м)

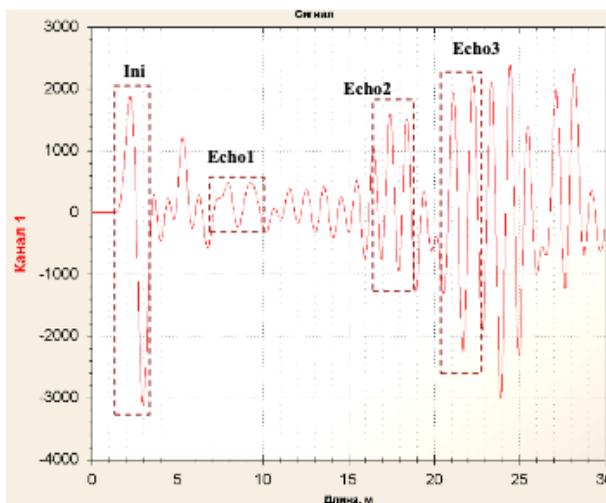


Рис. 13. Рефлектограмма колебательного ускорения сваи № 5 (длина сваи определяется неустойчиво  $L = 15...16, 19...21$  м; есть слабое эхо от уровней 7 м и 19...20 м)

Таблица 1

№ сваи	Скорость УЗК, м/с	Глубина эхо-отклика, м			Предполагаемая длина, м	Примечание
		–	12...14	21*		
1	4360	–	12...14	21*	21	акустические помехи $f = 2\ 400$ Гц
2	4345	–	–	19*	19	–
3	4350	6...7*	12...14	19*	19	слабая контрастность эха
4	4355	–	14...15	19*	19	слабая контрастность эха
5	4420	–	15...17	18...20	не определено	слабая контрастность эха

*Примечание:* \*слабый эхо-сигнал

**Заключение.** По данным акустических испытаний длина свай составила 19...21 м.

Для свай №№ 1, 3, 5 регистрировался устойчивый отклик, соответствующий глубине 12...15 м. Вероятной его причиной может

являться контрастный перепад плотности грунта или наличие водоносного слоя.

Для отдельной сваи № 2 – зарегистрированы эхо-сигналы, соответствующие глубинам 3...7 метров. Отсутствие проектной и исполнительной документации не позволяет указать на вероятную причину откликов. Это могут быть проявления перепада плотности грунта на указанных глубинах; могут быть и отклонения в технологии бетонных работ.

Вероятной причиной акустических помех в диапазоне частот 900...2500 Гц для сваи № 1 являются вибрации выпусков арматурных стержней.

Слабая контрастность эхо-сигнала от конца сваи характерна для буронабивных свай, и может косвенно указывать на хорошее сцепление боковой и донной поверхности тела сваи с грунтом.

Вариация упруго-прочностных параметров бетона всего массива подвергнутых ультразвуковому контролю свай характерна для тяжелого конструкционного бетона одного класса по прочности. Вероятный класс бетона – С25/30...С30/37. Для более точной оценки необходима калибровка ультразвукового метода контроля на испытательных образцах по данным совместных испытаний на одноосное сжатие. Значимых дефектов сплошности у испытанных свай не выявлено.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Контроль неразрушающий. Методика выполнения измерений. Разработка тестирования свай на сплошность : СТП 002.03.0-2020. – Минск: Научно-производственное республиканское дочернее унитарное предприятие «БЕЛТЕХНОЛОГИЯ», 2020. – 37 с.

2. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности : ГОСТ 17624-2012. – Москва: Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона им. А. А. Гвоздева (НИИЖБ), 2014. – 16 с.

3. Снежков, Д. Ю. О влиянии армирования при ультразвуковом контроле прочности бетона = On ultrasonic control of concrete strength and effects of reinforcement / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович, Ю. И. Лагун // Строительная наука и техника = Construction science and engineering : научно-технический журнал. – 2009. – № 3. – С. 46–52.

4. Снежков, Д. Ю. Мультиволновой ультразвуковой контроль бетона = Multi-Wave Ultrasonic Control of Concrete / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Наука и техника. – 2017. – № 4. – С. 289–297.

5. Снежков, Д. Ю. Мультиволновой ультразвуковой контроль бетона / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Вестник Поволжского государственного технологического университета. – (Материалы. Конструкции. Технологии). – 2017. – № 1. – С. 13–21.

6. Леонович, С. Н. Мониторинг возводимых и эксплуатируемых зданий: монография / С. Н. Леонович, Д. Ю. Снежков, В. В. Доркин. – Москва: ИНФРА-М, 2019. – 286 с.

УДК 624

## **ABOUT QUANTITY SURVEYOR IN CONSTRUCTION PROJECTS**

*АБУ-АЛЬ-ИСС АЛИ АДНАН ФАХЕР, ЛЕОНОВИЧ С. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Quantity surveyors are one of the key professionals in the construction industry, as they are involved in cost planning, cost management, project procurement, contract administration, feasibility studies and asset financial management. Clients such as developers, government bodies and agencies, building proprietors, architects and contractors requires the services of the quantity surveying profession, especially, on cost estimation. The quantity surveyors, in the present day construction industry, through skills and ability, analyze cost components of a construction project in a scientific way and apply the results of the analysis to a variety of financial and economic problems confronting the developer and the designer (Ilias and Mohd 2010).

Badu and Amoah (2004) held that the changing roles of the quantity surveyors had been redefined by the quality of education received. The wide array of the quantity surveyors' responsibilities requires that they are educated, trained, and highly skilled in diverse subjects. Lenard (2000) argued that the changing nature of the construction and development industry as regards the adoption of innovative technological pro-

cesses and development, emergence of highly focused professionals and the full range of advanced technologies necessitate a much stronger emphasis on job competencies than ever before. However, competence, in any sphere of work, can be a difficult concept to pin down especially when it relates to professional occupations where such roles can be complex, and the knowledge and skills involves many and varied professionals (Cheetham and Chivers, 1996).

According to Ilias and Mohammed (2010) quantity surveyors are construction economists who fulfill various comprehensive duties to support cost-effective construction and property development projects. The core competencies of quantity surveyors include determining project budgets, measuring project quantities, preparing contract documentation such as bills of quantities and cost control documents, administering contracts, and preparing final accounts. Despite being recognized as a professional discipline distinct from architecture and civil engineering since 1836, quantity surveyors are not immune to the threats and changes within the operating environment. While some parties in the construction industry have been critical about the quality of works and services rendered by quantity surveyors, some question the importance of appointing quantity surveyors as project consultants. Nonetheless, Nkado (1999) gives an overview of certain skills in quantity surveying profession which are pertinent to meeting clients' demands. Poon (2004) notes that some quantity surveying firms do not seem to understand how to handle clients finance and are culpable of certain actions that could severely damage the clients' interests which in turn affect the integrity and competencies of quantity surveyors. Pearl (2005) attributed this The Need for Professionalism and Competencies in the Construction Industry.

The quantity surveyors, in the present day construction industry, analyze cost components of a construction project in a scientific way and applies the results of the analysis to a variety of financial and economic problems confronting the developer and the designer. However, competence, in any sphere of work, can be a difficult concept to pin down, especially, when it relates to professional occupations where such roles are complex and involved diverse professionals in the built environment sector. This paper aims to investigate the competencies of quantity surveyors in the discharge of its professional duties by evaluating the effects of professional competency on quantity surveying practices in Nigeria. The study population comprised professional quantity surveyors who are in

the private construction/consulting firms in Lagos State, Nigeria. Data were obtained to investigate the professional views on the quantity surveying profession, the roles of quantity surveyors in the construction industry and the need for professionalism and competencies in the surveying industry. Questionnaires were administered to randomly select 200 practicing quantity surveyors in Lagos state. Findings revealed that the major role of quantity surveyors in the construction industry is the preparation of the bill of quantity as it ranked 1<sup>st</sup> with RII value of 1.00; it was also discovered that quantity surveyors were in agreement with client service delivery as the first ethical standard that construction professionals should consider when performing their professional obligations in order to avoid project failure and over-cost. It is therefore recommended that the professional bodies and the academia should organize proper and adequate service trainings, workshops and seminars which will enhance the possibility of acquiring more skills and experience so as to improve competence in the discharge of quantity surveyors professional duties.

**History.** This paper aims to investigate the competencies of quantity surveyors in the process of discharging its professional duties by evaluating the effects of professional competency on quantity surveying practices in Nigeria. To achieve this, the followings questions are investigated [1] What are the roles and functions of quantity surveyor in Nigeria? [2] What are the areas of competences required of a quantity surveyor in the construction industry? [3] What are the effects of quantity surveyor's competence on the performance of quantity surveying firms?

**Methodology.** The study population comprised the quantity surveyors who are professionals in the private organization in the Nigerian construction industry. Data obtained involved assessing professional views on the profession, examining the roles of quantity surveyors in the construction industry and assessing the need for professionalism and competencies in the industry. Questionnaires were administered to the practicing quantity surveyors in Lagos state. The respondents were randomly selected among the various firms in Lagos state. Two hundred (200) questionnaires were distributed with the aim of eliciting response from the private organizations toward determining the need for professionalism in carrying out construction project.

**Results and Discussion.** The various roles of quantity surveyors in the construction industry were identified in Table 2 and ranked using its Relative Importance Index (RII). The roles of quantity surveyors in the

construction industry revealed that preparation of the bill of quantity ranked 1st with RII value of 1.00; cost estimation relating to construction materials, time and labor and cost advise ranked 2nd with RII value of 0.94; work in progress variation and materials on site for interim payment ranked 3rd with RII value of 0.87; materials schedule for building project ranked 4th with RII value of 0.79, while cash flow payment ranked 5th with RII value of 0.76. The findings from the table revealed that all the roles are significant with the least role having 76 (0.76) percent significance.

From the result of the analysis, generally all the fifteen [15] ethical practices identified by the study were highly ranked with MIS ranged  $3.29 > 3.0$  above averages. Three ethical standards which are client's service delivery, educational training and professional qualification and standards of practice respectively indicating client service delivery as the most significant ethical standard were ranked 1st, 2nd, and 3rd by the quantity surveyors. However, we found that public welfare and fair compensation factors are two least importance aspects that the quantity surveyors professionals must have. The respondents considered that these two things are loosely correlated with the profession of quantity surveyors. One surprise found in the survey was that the sustainability aspect was not considered as important factor in quantity surveying profession. The case will be different if the survey were conducted in more advance country, where the sustainability becomes a very important aspect in construction industry.

The quantity surveyors were in agreement to client service delivery as the first ethical standard that construction professionals should consider when performing their professional obligations. Quantity surveyors in some cases can also be contractors or consultant quantity surveyor, either working for an organization or for the contractor as they are saddled with the responsibilities of preparing the cost estimate of any proposed project, preparation of interim valuation and physical measurement of works among others to enable payment to the contractor among others. They also monitor the clients' resources to ensure services are delivered with the best standards and at minimum cost which is the major service delivered by quantity surveyors.

Educational training and professional qualification is also of great importance, because this is where professionals gain academic training, technical competence and skills about a particular profession. It is there-

fore important for professionals to have sound educational background to be able to cope with the projects challenges. This finding conforms to Chan and Chan (2002) that; professionals need to be placed in appropriate educational framework to ensure their continuous relevance. Quantity surveyors should only accept to offer services for which they are qualified by education, training and professional experience.

Quantity surveyors deals basically with financial management of the contracts and this is the area where the integrity of most professionals are put into the mud especially if there is a conflict between personal and professional values. The moral standing and upbringing of each individual professional appears on how they protect their own integrity in dealing with clients rather than being mindful of their personal gain. The findings corroborated Cardammone (2011) that established that professionals are linked with notion of services they provide, hence the need to focus more on personal professional development so as to provide services that are of high quality for all that needed their services.

The characteristics/knowledge and abilities required of a competent quantity surveyor are ranked in Table 4 according to its significant to quantity surveying profession. The table clearly indicated the areas of competence characteristics that are significant to the performance of quantity surveying firms in Nigeria. The area of quantification and measurement is been selected as the most important/significant competence required in the performance quantity surveying firms in Nigeria, with a mean score of 4.66, while synthesis is considered less important to the performance of quantity surveying firms in Nigeria, with a mean score of 3.47.

This indicated that the most important characteristics, abilities and knowledge for quantity surveyors to possess are quantification/ measurement analysis, documentation, communication, construction technology and interpersonal skills which are also regarded as highly important for quantity surveyors to achieve an accepted level of competency. Other less important characteristics, abilities and knowledge to acquire are management, appraisal/evaluation, construction law and regulation, self-development, leadership, synthesis, and computer and information technology literacy.

**Conclusion and Recommendations.** Quantity Surveying is one profession that has attracted unprecedented ubiquitous demand in the construction industry in the recent times with increasing opportunity for ser-

vice diversification and adaptive applicability. Client's satisfaction is also a function of professional ethics in relation to respecting public interest with respect to the willingness to serve the public, good sense of responsibility and practice technical competencies.

Therefore, as challenges and ubiquitous demands expand with new entrants of quantity surveying practice professing with different goals, it may be difficult to hold them under serious legal obligation to uphold ethical practices. This is because they may not be recognized as members of professional bodies until they are duly examined and registered, which may not be a mandatory requisition to operate within their delimited scope. Also, except in exceptional cases, academic establishments are not so keen in monitoring the ethical conducts of their products out of school. Thus the need to reposition the profession and ensure strict monitoring to ensure that quacks and non-professionals do not bastardize the profession especially in the face of the growing economy.

Professionalism and competency is the bedrock and soul of the success in handling construction works. Thus, in achieving the need for professional competence in the industry and adequate service training, workshop and seminars by the professional bodies and the academia which will enhance the possibility of acquiring more skills and experience so as to improve competence in the discharge of duties. Frequent training and retraining is inevitable to season members of the profession with current trends in ethical development and uncertainties, not only to equip members' competencies but to give the much needed rebirth to nurture and protect the goal of the professionals serving the public interest to exist.

Quantity surveyor should not settle down with just the roles and function of the profession but should also acquaint themselves with the roles and function of other professionals in the field which can also be referred to as self-development to improve on their competence.

Quantity Surveyors should ensure that they possess skills that are inclusive of personal qualities, core skills and process skills. The personal qualities should include independence, adaptability, initiative taking, willingness to learn and ability to reflect on what has and what has not been achieved. The core skills of a quantity Surveyor should include the ability to present clear information within a group, self-management, critical analysis and the ability to listen to others while computer literacy, commercial awareness, prioritizing, negotiating, acting morally and ethically, coping with ambiguity and complexity are the process skills required of a quantity Surveyor.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Aouad, G., Wu, S., and Lee, A. (2007). Advanced Technology for Quantity Surveying: Proceedings of the Quantity Surveyors International Convention, International Islamic University, Malaysia, 313–322.
2. Awodele, O. A., Akosile, T., Ogunsemi, D. R., and Owoeye, O. A. (2007). Competencies of Professional Quantity Surveyors in Nigeria. Proceedings of International Conference on Construction Real Estate Management. United Kingdom: China Architecture and building press.
3. Azhar, S., and Brown, J. (2009). BIM for Sustainability Analyses. International Journal of Construction Education and Research, 5(4): 276–292.
4. Azhar, S., Hein, M., and Sketo, B. (2010). Building Information Modeling (BIM): Benefits, Risks and Challenges. Alabama: McWorther School of Building Science.
5. Badu, E., and Amoah, P. (2004) Quantity Surveying Education in Ghana. The Hgana Engineer.
6. Baker, J. C., Mapes, J., New, C. C., and Szejczewski, M. (1997). A Hierarchical Model of Business Competence. Integrated Manufacturing Systems, Bradford.
7. Cardamone (2010). Cardamone Construction Management Association of America. Retrieved from [www.cmaanet.or/files/shared/sop.sampelpdf](http://www.cmaanet.or/files/shared/sop.sampelpdf). Accessed on 20.04.2014.
8. Chan, E. H. H., and Chan A.T.S. (2002). Developing of Professional System in the Construction Industry in China. Journal of construction Research, 3(21): 271-284.
9. Cheetham, G., and Chivers, G. (1996). Towards a Holistic Model of Professional Competence. Journal of European Industrial Training. Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., and Liston, K. (2011). A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers, and Contractors (2nd ed.). United States of America: John Wiley and Sons, Inc.
10. Hamel, G., and Prahalad, C. K. (1990). Corporate imagination and expeditionary marketing. Harvard business review, 69(4), 81–92. Holmes, L., and Joyce, P. (1993). Rescuing the Useful Concept of Managerial Competence: From Outcomes Back to Process. Personnel Review, Vol. 22 No. 6(37–52).

11. Hassal, T., Dunlop, A., and Lewis, S. (1996) Internal Audit Education: Exploring Professional Competence. *Managerial Auditing Journal*, 11/5, p.28–36
12. Ilias, S., and Mohd, .W. (2010). The Competency Required for Quantity Surveyors: Enhancing Continuous Professional Development. John Austen Associates. <http://www.john-austen.co.uk>, (2004) [Accessed on the 3rd of February, 2006]
13. Lee, S., Trench, W., and Willies, A. (2011). Elements of quantity surveying (11th ed.). West Sussex: Wiley-Blackwell.
14. Lenard, D. (2000). Future Challenges in Cost Engineering: Creating Cultural Change through the Development of Core Competencies. *AACE International Transactions*.
15. Male S. P. and Mitrovic D. (2005). The Project Value Chain: Models for Procuring Supply Chains in Construction Proceedings, Royal institution of Chartered Surveyors (RICS). Conference July 4–8 Queensland University of Technology Australian.
16. Male, S. (1990) Professional Authority, Power and Emerging Forms of ‘Profession’ in Quantity Surveying. *Construction Management and Economics*, 8(191–204).
17. Meyer, T., and Semark, P. A. (1996). Framework for the Use of Competencies for Achieving Competitive Advantage. *South African Journal of Business Management*, 27(4).
18. Nkado, R.W., and Kotze, M. (2000) Competency–Based Assessment of Professional Quantity Surveying, a South African Perspective. *Proceedings of COBRA*. University of Greenwich, UK, 281–296.
19. Nkado, R. N. (1999) Competencies Required of Quantity Surveyors, Unpublished MBA Research Report, Johannesburg: University of the Witwatersrand.
20. Pearl, R., Bowen, P., Mankanjee, N, Akintoye, A., and Evans, K. (2005) Professional ethics in the South African Construction Industry – a Pilot Study.
21. Proceedings of Royal Institution of Chartered Surveyors (RICS) Conference. July 4 – 8, Queensland University of Technology, Brisbane, Australia.
22. Poon J., (2003). Professional Ethics for Surveyors and Construction Project Performance’ What We Need to Know. *Proceedings, RICS*.

23. Poon, J. (2004). Factors influencing ethical decision making for surveyors. Proceedings of Construction and Building Research (CO-BRA) Conference, Leeds, Leeds Metropolitan University, UK.

24. Rankin, N. (2000). Annual Survey of Competency Frameworks, Competency and Emotional Intelligence, IRS.

25. Roggema–van Heusden, M. (2004). The Challenge of Developing a Competence–Oriented Curriculum: An Integrative Framework, Library Review, 53(2).

26. Royal Institution of Chartered Surveyors (1998). The APC Requirements and Competencies, London: Royal Institution of Chartered Surveyors.

УДК 69.692.001.4(083.74)

## **К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ИХ ОБСЛЕДОВАНИИ**

*НЕВЕРОВИЧ И. И., ЛОВЫГИН А. Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В процессе проведения обследования каменных конструкций возникает необходимость в оценке технического состояния. Такая задача возникает уже на этапе проведения общего обследования конструкций. Именно на основании результатов, полученных на этапе общего обследования должна быть выполнена общая оценка категории технического состояния и, как следствие, их пригодности к эксплуатации с разработкой рекомендаций по их ремонту вместе с оценкой необходимости проведения детального обследования и определения участков его проведения. Общая оценка категории технического состояния на этапе общего обследования является первичной оценкой технического состояния каменных и армокаменных конструкций и выполняется путем анализа дефектов и повреждений, выявленных при обследовании.

Как известно, к характерным и наиболее распространенным дефектам и повреждениям каменных конструкций относятся трещины, образовавшиеся в каменной кладке, деструктивные изменения

ее, вызванные механическими воздействиями и окружающей средой, дефекты, возникающие вследствие ошибок проектировщиков и строителей, вызванные нарушением правил производства строительного-монтажных работ.

На стадии детального обследования проводится инструментальное определение параметров дефектов и повреждений в соответствии с действующими нормативными документами и уточнении категории технического состояния конструкций с учетом фактической степени их повреждений и загруженности конструкций.

В соответствии с ранее действующими нормами [1] оценка технического состояния конструкций и на стадии общего обследования осуществлялась в соответствии с методикой, изложенной в ТКП 45-1.04-305-2016. При этом определялся класс дефектов, степень распространенности дефектов и по таблице 13.2 [1] определялась категория технического состояния конструкции.

В соответствии с новыми нормами СН 1.04.01-2020 «Техническое состояние зданий и сооружений» на стадии общего обследования общая оценка категории технического состояния производится по внешним признакам [2, п. 12.2.1]. На стадии детального обследования категория технического состояния определяется по общепринятой методике с определением класса дефектов и степени их распространения [12, пп. 12.4.3–12.4.9] по таблице 12.3 [2]. Для отнесения конструкции к конкретной категории технического состояния достаточно наличия указанного в таблице 12.3 сочетания параметров в любом из элементов конструкций определенной степени ответственности. Однако, как отмечается [2, п. 12.4.10], для оценки категории технического состояния отдельной конструкции также используют специальные классификаторы категории технического состояния, разработанные для отдельных видов конструкций, которые определяют на основании индивидуальных оценок для каждой конструкции по результатам обследования». Следует отметить, что ссылок на такие классификаторы в нормах [2] не приводится.

Общая оценка категории технического состояния каменных конструкций на стадии общего обследования для получения первичной экспертной оценки проводится по характерным признакам дефектов и повреждений, которые приведены в проекте новых норм СП «Обследование и усиление каменных и армокаменных конструкций». В проекте данного нормативного документа в таблице А.1 Прило-

жения А «Оценка категории технического состояния (КТС) конструкций по внешним признакам» приведено подробное изложение таких признаков. Таким образом, в таблице изложены признаки, характерные для 5 категорий технического состояния конструкций, как это взято для общепринятой в настоящее время классификации.

Следует отметить, что перечень основных признаков, характерных для той или иной категории в таблице А.1, был разработан в свое время (в прошлом столетии) в лаборатории каменных конструкций ЦНИИСК им. Кучеренко (г. Москва) и опубликован в сборнике трудов данного института. Впервые там было продекларировано 5 категорий технического состояния каменных конструкций и признаков дефектов и повреждений, характерных данным категориям. Только названия категорий технического состояния звучали иначе. В соответствии с нынешней классификацией от первой до пятой категории им соответствовали: хорошее (исправное) состояние; слабое повреждение; среднее повреждение; сильное повреждение и разрушение. И для них приводились признаки, характерные для каждой категории. Основные признаки из указанных ранее использованы и в таблице А.1 проекта новых норм, но с добавлением новых признаков и большей их детализацией.

Следует отметить, что приведенные в таблице А.1 проекта новых норм по обследованию и усилению каменных и армокаменных конструкций признаки довольно объективно оценивают категорию технического состояния каменных и армокаменных конструкций, а в ряде случаев оценка категории технического состояния по указанным внешним признакам оказывается более объективной, чем при оценке по общепринятой методике с использованием классов дефектов и степени их распространенности. Это подтверждает сорокалетний опыт нашей работы в области обследования каменных и армокаменных конструкций. Использование методики по оценке категории технического состояния с использованием классов дефектов и степени их распространенности в нашей практике в ряде случаев приводило к парадоксальным результатам далеким от объективной оценки категории технического состояния конструкций. Оценка класса дефекта по величине отклонения параметра от допускаемого значения (по величине « $\Delta$ ») приводила к формальным результатам, по существу, далеким от действительности. Поэтому и на стадии общего и на стадии детального обследования при оценке

категории технического состояния приходилось параллельно ориентироваться на внешние признаки категории технического состояния, которые в ряде случаев «высвечивали» более объективно техническое состояние конструкции. И это характерно именно для каменных конструкций. А перечень этих внешних признаков, как отмечалось выше, был разработан и известен давно, задолго до того, как он появился в проекте настоящих норм.

В подтверждение изложенной выше ситуации можно привести примеры из практики. При обследовании кирпичных простенков 5-этажного жилого дома была зафиксирована толщина отдельных горизонтальных растворных швов 20 мм. В соответствии с требованиями норм [3, п. 5.2.8 и табл. 5.2] толщина горизонтальных швов должна быть 12 мм (+3 мм, -2 мм) для кладки из одинарного кирпича. Определяя класс дефекта в соответствии с методикой, изложенной в [2, п. 12.4.3], по формуле 12.2, получим значение  $\Delta = 67 > 40$  %. В этом случае дефект является критическим. При степени распространения на более 10 % (единичные дефекты) по таблице 12.3 [2] получаем для простенка IV–V категорию технического состояния. Что далеко от действительности. На самом деле техническое состояние простенков было удовлетворительным. И для его оценки гораздо больше подходила методика с использованием внешних признаков.

Так, в проекте Новых норм «Обследование и усиление каменных и армокаменных конструкций» в таблице А.1 приведены внешние признаки, оценивающие 1 категорию технического состояния. Они перечислены ниже. Конструкции не имеют визуальных деформаций и дефектов. В наиболее напряженных сжатых элементах кладки (простенки, столбы) отсутствуют вертикальные трещины и выгибы. В наружных и внутренних стенах имеются отдельные трещины шириной раскрытия, не превышающей 0,3 мм. Снижение прочности кладочных изделий и раствора по предварительной оценке не наблюдается. Кладка не увлажнена. Горизонтальная гидроизоляция не имеет повреждений.

Данные признаки как нельзя более подходили для описания технического состояния простенков, и по ним, а не по значению « $\Delta$ » была оценена категория технического состояния кирпичных простенков на реальном объекте, как наиболее объективная и близкая к действительности.

Еще один пример на рассматриваемую тему. При обследовании трехэтажного административного кирпичного здания со смешанным каркасом было зафиксировано, что размеры сечения столбов, установленных по внутренним осям, отличались от проектных размеров на 15 мм в меньшую сторону. В соответствии с таблицей 5.2 [3] допустимое отклонение от толщины конструкции для столбов составляет  $\pm 10$  мм. Определяя класс дефекта по пункту 12.4.3 [2], рассчитываем по формуле 12.2 значение  $\Delta = 50 > 40$  %. В этом случае дефект является критическим. При степени распространения не менее 10 % по таблице 12.3 [2], получаем для столбов IV–V категорию технического состояния. Хотя по внешним признакам, приведенным выше для 1 категории в таблице А1, категория технического состояния для столбов в действительности таковой и являлась. И множество других примеров из практики обследования каменных конструкций с использованием иных параметров дефектов и повреждений свидетельствует о наличии такой тенденции.

#### **Выводы.**

1. Использование методики оценки категории технического состояния конструкций с определением класса дефектов и степени их распространения, декларируемая в нормах [2], применительно к каменным и армокаменным конструкциям в ряде случаев дает результаты, далекие от действительности.

2. При оценке категории технического состояния каменных конструкций как на этапе общего обследования, так и на этапе детального обследования, помимо методики, приведенной в нормах [2], следует использовать методику определения КТС по внешним признакам, приведенным в таблице А.1 проекта новых норм по обследованию и усилению каменных конструкций. Такая методика опробована практикой и временем, объективно оценивает техническое состояние каменных конструкций и включена в нормативный документ. Правильная оценка категории технического состояния влияет на правильный выбор коэффициентов снижения несущей способности при расчете конструкций, имеющие дефекты и повреждения и, как следствие, на тактику и стратегию ремонта, усиления и дальнейшего использования конструкций.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-1.04-305-2016. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений.
2. СН 1.04.01-2020. Техническое состояние зданий и сооружений.
3. СН 1.03.01-2019. Возведение строительных конструкций зданий и сооружений.
4. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения.

УДК 692.1

### **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ УСОВЕРШЕНСТВОВАННОГО МЕТОДА МОДАЛЬНОЙ КРИВИЗНЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СТРУКТУРНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*ВАН СЯНЬПЭН, ВАН МИНЮАНЬ*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

К современным методам контроля качества и прочности строительных конструкций без их разрушения относятся неразрушающие методы исследований, в том числе и с применением компьютерных технологий. С совершенствованием вибрационных методов анализа структурные повреждения все чаще выявляются и локализуются на стадии испытаний конструкций. В настоящей статье рассмотрен пример расчета на структурные повреждения 10-этажной рамной строительной конструкции.

Структурное повреждение обычно проявляется как уменьшение жесткости и прочности дефектной части конструкции. Различные повреждения вызывают разнообразные изменения в поведении конструкции. Поэтому чрезвычайно важно знать и оценивать точные значения вибрационных параметров, которые тесно связаны с динамическими характеристиками конструкций и позволяют оценить повреждению. Поскольку матрица жесткости объединяет преиму-

шества двух параметров: собственной частоты и формы колебаний, она может быть использована для обнаружения повреждений строительных конструкций.

Матрицу жесткости можно оценить более точно, используя меньшее количество параметров. Как правило, она строится по форме, которая включает собственную частоту колебаний и массу конструкции. Для нормализации модальной формы требуется получение структуры хотя бы одной точки ввода и вывода информации в реальном времени. Но для многих структур, конструкции которых подвержены случайным возбуждениям, например, возбуждениям от окружающей среды, такие входные и выходные данные трудно получить точно. Для этой ситуации Дуан Чжонгдонг и др. предложили обобщенную матрицу жесткости, которая отличается от истинной матрицы жесткости только одним масштабным коэффициентом [1]. Эта концепция позволяет применять метод определения места повреждений, основанный на обобщенной матрице жесткости, в условиях различных воздействий окружающей среды.

Идентификация повреждений, также важна, как и выбор соответствующих методов обработки конкретных параметров, поскольку только в этом случае повреждение конструкции будет четко определено. По сравнению с определением жесткости, метод кривизны матрицы гибкости является более простым, точным и не требует создания модели конечных элементов, поэтому имеет очень важное практическое значение для строительной инженерии.

Существует множество методов определения места повреждения строительной конструкции. Так, Лу и др. [2] определяют место повреждения путем комбинирования матрицы гибкости и метода кривизны. Тан Сяобинь и др. [3, 4] используют кривизну гибкости напрямую, Ли Юнмей и др. [5] определяют максимальную разностную кривизну первого порядка каждого столбца матрицы гибкости. Цао Хуэй и др. [6–8] используют дифференциальную кривизну, а Яо Цзинчуань и Чжан Лимэй [4,9] – разницу в кривизне гибкости до и после повреждения и коэффициент мутации амплитуды кривизны гибкости для определения места повреждения различных структур.

Однако с помощью многих существующих методов гибкости и кривизны невозможно точно определить повреждение первого или последнего элемента конструкции. Чтобы просто и эффективно оценить повреждение всех элементов конструкции, предлагается

улучшенный метод модальной кривизны с использованием средней разницы гибкости. Этим методом сначала получается средняя разность гибкости от диагональных элементов матрицы пропорциональной гибкости до повреждения, а затем объединяются диагональные элементы матрицы пропорциональной гибкости после повреждения и используется первичная дифференциальная кривизна для определения места повреждения конструкции.

На основе матрицы пропорциональной гибкости и улучшенного метода модальной кривизны численно моделируются условия единичного и множественного повреждений 10-этажной рамной конструкции, а также сравниваются результаты различных степеней повреждения одного и того же элемента. Результаты моделирования подтверждают осуществимость метода, его точность и, следовательно, эффективность.

**1. Обобщенная матрица жесткости.** В базовой теории структурной динамики свободная вибрация масс (undamped-free vibration) выражается уравнением:

$$K\Phi = M\Phi\Lambda, \quad (1)$$

где  $K$  – матрица жесткости;  
 $\Phi$  – форма колебаний масс;  
 $M$  – матрица масс;  
 $\Lambda$  – частотная характеристика.

Матрица гибкости является обратной матрицей жесткости и выражается формулой:

$$f = K^{-1}. \quad (2)$$

Комбинированная формула матрицы гибкости может быть получена из выражения модальных параметров:

$$f = \Phi\Lambda^{-1} \cdot \Phi^{-1} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i^2} \omega_i \cdot \phi_i^T, \quad (3)$$

где  $\omega_i$  –  $i$ -я модальная частота;  
 $\phi_i$  – форма моды, нормированная по массе  $i$ -го порядка;  
 $n$  – число степеней свободы.

Чтобы получить истинную матрицу жесткости конструкции, нужно ответить на вопрос: как получить нормированную по массе форму моды.

Для получения нормированной по массе формы моды требуется, по крайней мере, одна точка измерения на структуре для одновременного ввода и вывода, но для большинства факторов окружающей среды структуру ввода получить сложно или невозможно. Таким образом, лучше использовать матрицу пропорциональной гибкости, предложенной Луан Чжонгдун [3] для замены реальной матрицы гибкости конструкции. Отношение матрицы пропорциональной гибкости к реальной матрице гибкости является лишь константой, которая является модальным качеством конструкции первого порядка. Тогда матрица пропорциональной гибкости конструкции может быть выражена следующим образом:

$$f_p = \gamma_1^2 \cdot f \Phi = \gamma_1^2 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i^2} \omega_i \cdot \Phi_i^T. \quad (4)$$

Метод построения матрицы пропорциональной гибкости в случае полных степеней свободы и частичных степеней свободы подробно описан в [3].

Использование реальной матрицы конструкции и метода кривизны получило широкое признание. Для определения метода повреждения конструкции по методу кривизны мы использовали диагональные элементы матрицы пропорциональной гибкости. Преимущества этого распространенного метода в простоте, доступности и точности.

При использовании кривизны диагональных элементов для определения повреждений конструкции, связь между кривизной диагонального элемента матрицы структурной пропорциональной гибкости и истинной матрицей гибкости следующая:

$$f = \begin{bmatrix} f_{1-1} & \cdots & f_{1-n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{n-1} & \cdots & f_{n-n} \end{bmatrix} = \frac{1}{r_1^2} \cdot f_p = \begin{bmatrix} \frac{1}{r_1^2} r_{1-1} & \cdots & \frac{1}{r_1^2} r_{1-n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{1}{r_1^2} r_{n-1} & \cdots & \frac{1}{r_1^2} r_{n-n} \end{bmatrix}. \quad (5)$$

При использовании кривизны диагонального элемента для определения места повреждения конструкции соотношение между кривизной матрицы пропорциональной гибкости конструкции и реальной матрицей гибкости кривизны диагонального элемента выглядит следующим образом:

$$\frac{r_{i-1} - 2 \cdot r_i + r_{i+1}}{h^2} = r_1^2 \cdot \frac{f_{i-1} - 2 \cdot f_i + f_{i+1}}{h^2}. \quad (6)$$

Из уравнения (6) видно, что кривизна матрицы пропорциональной гибкости и матрица истинной гибкости при использовании метода режима кривизны пропорциональны, поэтому кривизна, полученная с помощью двух матриц гибкости, должна быть одинаковой после максимальной нормализации. Следовательно, результаты определения местоположения повреждения на основе матрицы пропорциональной гибкости и матрицы реальной гибкости одинаковы, а матрица пропорциональной гибкости не влияет на индекс повреждения.

**2. Улучшенный метод модальной кривизны.** Усовершенствованный метод модальной кривизны основан на существующем и широко применяемом методе модальной кривизны, который использует кривизну диагонального элемента для идентификации места повреждения конструкции, и сочетает предложенную разницу средней гибкости. Формула центральной разности обычно используется для получения модальной кривизны в месте повреждения конструкции. Из-за характеристик формулы центральной разности, кривизну определенной единицы конструкции необходимо определять путем объединения данных двух единиц до и после единицы, с помощью метода модальной кривизны. Из-за сложности определения места повреждения первого и последнего элементов конструкции их структурные повреждения легко не заметить.

Усовершенствованный метод модальной кривизны может эффективно и просто решить эту проблему, позволив точно определить место повреждения всех элементов.

В 1991 г. Панди и др. [10] предложили метод модальной кривизны, с помощью которого исследования проводили многие ученые. Результаты показали, что данный метод дает возможность достаточно точно идентифицировать структурные повреждения строи-

тельных конструкций. Для определения структурных изменений конструкции методом модальной кривизны используется формула центральной разности:

$$v_k^n = \frac{v_{k-1} - 2 \cdot v_k + v_{k+1}}{h^2}, \quad (7)$$

где  $v$  – модальное смещение;

$h$  – длина элемента.

Средняя разность гибкости – это недавно предложенный параметр, рассчитываемый по диагональным элементам матрицы пропорциональной гибкости до повреждения конструкции. Этот параметр не только легко рассчитать, но, что наиболее важно, он очень помогает оценить повреждение первого и последнего элементов конструкции.

Индекс структурного повреждения  $D$  определяется как максимальное нормализованное значение кривизны  $C$  в каждом узле, полученное с помощью улучшенного метода модальной кривизны. Кривизна каждого узла представляет собой новую матрицу, состоящую из средней разности гибкости и диагональных элементов матрицы гибкости  $f^d$  после структурного повреждения. Новая матрица, составленная из диагональных элементов, получается после определения разности центров, а алгоритм действий для получения индекса повреждения конструкции выглядит следующим образом:

1) определяем матрицу гибкости  $f^d$  после структурных повреждений:

$$f^d = \begin{bmatrix} r_{1-1}^\Lambda & \cdots & r_{1-n}^\Lambda \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{n-1}^\Lambda & \cdots & r_{n-n}^\Lambda \end{bmatrix}; \quad (8)$$

2) берем соответствующие диагональные элементы матрицы гибкости до и после структурного повреждения и среднюю разность гибкости  $\bar{r}$ , чтобы построить новый вектор-столбец  $U$ , который определяется следующим образом:

$$U = [u_0 \quad u_1 \quad \cdots \quad u_n \quad u_{n+1}] \quad (9)$$

или

$$U = [r_{1-1} - \bar{r} \quad r_{1-1}^\Lambda \quad \cdots \quad r_{n-n}^\Lambda \quad r_{n-n} + \bar{r}]; \quad (10)$$

3) используем формулу кривизны для определения разности центров вновь созданного вектора-столбца  $U$ , чтобы получить кривизну каждого узла после повреждения конструкции:

$$C_i = \frac{u_{i-1} + 2u_i - u_{i+1}}{h^2}, \quad (11)$$

где  $C_i$  – кривизна в узле  $i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ );

$h$  – единичная длина;

$u_i$  – соответствует элементу в векторе-столбце  $U$ .

В результате получаем максимальное значение кривизны  $C_i$  каждого узла, а отсюда выводим индекс повреждения конструкции  $D$ , например:  $C_1 = 1, C_2 = 3, C_3 = 2; D = C_1 + C_2 + C_3 = 1 + 3 + 2$ .

**3. Обнаружение структурных повреждений строительной конструкции.** Чтобы идентифицировать структурные повреждения конструкции необходимо выполнить следующие действия:

1) получить реакцию на вибрацию до и после повреждения конструкции и получить первые несколько модальных параметров конструкции на основе определенного метода идентификации параметров, такого как метод ERA;

2) построить матрицы пропорциональной гибкости до и после структурного повреждения и использовать диагональные элементы матрицы пропорциональной гибкости до структурного повреждения для получения средней разницы гибкости;

3) объединить среднюю разницу гибкости и диагональные элементы матрицы пропорциональной гибкости до и после структурного повреждения, чтобы сформировать новый вектор-столбец  $U$ ;

4) использовать формулу центральной разности, чтобы получить кривизну вектора-столбца  $U$  в каждом узле и нормализовать кривизну до максимального значения;

5) использовать кривизну максимального значения, чтобы определить местонахождение единицы повреждения конструкции, где положительное значение связано с местом повреждения конструкции.

**4. Выводы.** В статье предлагается идентифицировать повреждения каркасной строительной конструкции на основе матрицы про-

порциональной гибкости и усовершенствованного метода модальной кривизны.

Предлагаемый усовершенствованный метод модальной кривизны, позволяет точно определить место повреждения каркасной строительной конструкции.

Новый параметр средней разницы гибкости, использованный для оценки повреждения конструктивных первого и последнего элементов рамной конструкции, полезен для улучшения метода модальной кривизны, а также закладывает основу для мониторинга состояния строительных конструкций с помощью этого метода в будущем.

Предлагаемый метод определения местоположения повреждений подходит для различных способов возбуждения и, поскольку не требует измерения входного возбуждения, может использоваться для структурного мониторинга в реальном времени и регулярных проверок.

Чтобы идентифицировать место повреждения конструкции, предлагаемый метод требует получения только данных о динамической реакции «до» и «после» повреждения конструкции, и не требует создания конечно-элементной модели конструкции, что позволяет избежать сложной установки и корректировки модели.

Несложное создание матрицы пропорциональной гибкости и легкость расчета с помощью улучшенного метода модальной кривизны делают предложенную методику простой и эффективной, что закладывает основу для ее инженерного применения при идентификации местоположения повреждений строительных конструкций.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Юцинь, Л. Обнаружение повреждений инженерных конструкций на основе стохастической модели пространства состояний [J] // *Journal of Vibration Engineering*. – 2007. – № 20(6). – С. 599–605.
2. Load vectors for damage localization [J] // *Journal of Engineering Mechanics*. – 2002. – Vol. 128(1). P. 7–14.
3. Чжонгдун, Д. Матрица структурной пропорциональной гибкости [Дж] // *Журнал Харбинского технологического института*. – 2006. – № 38(8). – С. 1236–1238.

4. Сяобин, Т. Метод гибкости кривизны для определения структурных повреждений [Дж.] // Журнал Технологического университета. – Ухань, 2001. – № 23(8). – С. 18–20.

5. Цювэй, Я. Прогресс в исследованиях гибких методов определения повреждений инженерных сооружений [Дж.] // Вибрация и удары. – 2011. – № 30(12). С. 148–153.

6. Lu, Q. Multiple damage location with flexibility curvature and relative frequency change for beam structures [J] // Journal of Sound and Vibration. – 2002. – Vol. 253(5). – P. 1101–1104.

7. Хуэй, Ц. Метод обнаружения повреждений, основанный на модальной кривизне [J] // Engineering Mechanics. – 2006. – № 23(4). – С. 33–38.

8. Хуэй, Ц. Использование разницы в кривизне гибкости формы для определения повреждения рамы [Дж.] // Вибрация и удары. – 2007. – № 26(6). – С. 116–120 .

9. Юнмэй, Л. Метод определения структурных повреждений на основе матрицы кривизны гибкости [Дж.] // Журнал Пекинского технологического университета. – 2008. – № 34(10). – С. 1066–1071.

10. Pandey, A. K. Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes [J] // Journal of sound and Vibration. – 1991. – № 145(2). – С. 321–332.

11. Цзинчуань, Я. Метод определения повреждений конструкции моста, основанный на скорости изменения кривизны модальной гибкости [Дж.] // China Railway Science. – 2008. – № 29(5). – С 51–57.

12. Zhang, L. Метод определения повреждений стальной ферменной конструкции на основе гибкости [J] // Journal of Vibration Engineering : Приложение. – 2004. – № 17. – С. 983–985.

Научное издание

## **ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

*Материалы Международной научно-технической конференции*

*(Минск, 28 мая 2021 г.)*

Подписано в печать 19.11.2021. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 16,91. Уч.-изд. л. 13,23. Тираж 100. Заказ 623.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.