

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

*Материалы Международной научно-технической конференции
(Минск, 30 мая 2018 г.)*

Минск
БНТУ
2018

УДК 69(083.7)(06)
ББК 624.07.04(083.7)(06)
И66

Редакционная коллегия:

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»;

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

Т. М. Пецольт – д-р техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

Н. А. Рак – канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

А. И. Згировский – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»

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.

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли

Неверович И. И., Ловыгин А. Н.

Проблемные вопросы освоения курса «Железобетонные и каменные конструкции» студентами-заочниками специальности «ПГС» в связи с введением в действие ТКП 45-5.02-308–2017 «Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования» 9

Зверев В. Ф.

Преподавание специальных дисциплин по учебным планам (4-летнего обучения) специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» 12

Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций

Бондарь В. В., Коледа С. М.

К вопросу о применении конструкционного керамзитобетона в Республике Беларусь. 15

Борисевич А. А., Щербак С. Б.

О некоторых особенностях напряженно-деформированного состояния рамы, взаимодействующей с упругим основанием 21

Гиль А. И., Лазовский Е. Д.

Сопротивление изгибу статически неопределимых железобетонных балок с гибридным армированием 27

Гринев В. В.

Рекомендуемая методика расчета фундаментов стаканного типа 32

Давыдов Е. Ю.

К расчету стальных подкрановых балок по европейским нормам 35

Денисенко И. В., Сидорова А. И.

Преимущества и особенности применения технологии пост-напряжения железобетонных конструкций 40

<i>Бакшанский И. С., Жабинский А. Н.</i>	
Анализ применения болтов в нормах Республики Беларусь, Российской Федерации и Европейского Союза.....	44
<i>Конашков А. О., Надольский В. В.</i>	
Учет особого воздействия от нагрузок пожарных машин на конструкции эксплуатируемых кровель и стилобата.....	50
<i>Кононович К. В., Давыдов Е. Ю.</i>	
Исследование открытых профилей с бимоментными связями.	54
<i>Лобачева Н. Г., Гринев В. В.</i>	
Особенности расчета ленточных фундаментов с учетом их взаимного влияния при применении различных грунтовых моделей.....	59
<i>Люцко А. А.</i>	
Конструирование узлов сопряжения железобетонных колонн многоэтажных зданий	67
<i>Надольский В. В., Бояринцева Е. С.</i>	
Методика расчета фланцевого соединения элементов из труб на основе Т-образного элемента	69
<i>Пенязь М. А.</i>	
Сборно-монолитная конструктивная система каркасного жилого дома. особенности проектирования, технология и строительство.	77
<i>Пидложевич А. Н.</i>	
Учет влияния деформации, возникающий в высотных железобетонных дымовых трубах	81
<i>Политова В. И.</i>	
Предварительно напряженные бетонные конструкции, армированные стеклопластиковой и металлопластиковой арматурой.....	87
<i>Почобыт А. А.</i>	
Обзор методик определения несущей способности композитобетонных изгибаемых элементов	90
<i>Рак Н. А.</i>	
Влияние структуры бетона на контактные деформации при местном сжатии	96

<i>Кетнер Э. А., Семенюк С. Д.</i>	
Прочность и деформативность керамзитобетонов на основе сырья заводов Республики Беларусь	110
<i>Семенюк С. Д., Морозов И. В.</i>	
Расчет сопротивления бетона на смятие (местное сжатие)	120
<i>Москалькова Ю. Г., Семенюк Р. П., Дашкевич М. Ю.</i>	
Анализ возможности армирования керамзитобетона полимерными волокнами	125
<i>Семенюк С. Д., Ржевуцкая В. А.</i>	
Влияние компонентов заполнителя на прочностные и деформативные характеристики керамзитобетона	132
<i>Семенюк С. Д., Седляр Т. Н.</i>	
Некоторые особенности исследования сцепления арматуры серповидного профиля с легкими бетонами	143
<i>Сидорова А. И</i>	
Особенности и область эффективного применения технологии пост-напряжения при устройстве плитных фундаментов	147
<i>Сидорович Е. М.</i>	
Отклик деформируемых сооружений на скоростную нагрузку. 150	
<i>Сырица И. С.</i>	
К вопросу о выборе оптимальных объемно-планировочных и конструктивных решений складских, административно-бытовых зданий и сооружений транспортно-логистических центров, возводимых в Республике Беларусь	158
<i>Фомичев В. Ф.</i>	
К вопросу обоснованности использования европейских норм при строительстве зданий и сооружений в Республике Беларусь....	162
<i>Хаткевич А. М.</i>	
Методика расчета сжатых каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности	166
<i>Хотько А. А.</i>	
Анализ существующих методик расчета несущей способности изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой	174

<i>Шилов А. Е., Янушкевич О. А.</i> К расчету сжатых железобетонных элементов по ТКП EN 1992-1-1–2009*	184
<i>Abdul Qader Melhem, Esam Melhem</i> Effect of environmental conditions on structural behavior of composite bridges in desert environment.....	191
<i>Кравченко В.В.</i> Моделирование жесткостных характеристик цементных композитных систем.....	201
Раздел III. Информационные технологии	
<i>Самуйлов Ю. Д., Мажанова А. И., Змушко Д. В., Кохнович Е. С., Скарина О. Н.</i> 3D-печать в строительстве, обзор существующего опыта.....	205
<i>Снежков Д. Ю., Леонович С. Н.</i> Опыт эксплуатации системы автоматизированного мониторинга деформации несущего каркаса высотного здания.....	213
Раздел IV. Экономика и организация строительства	
<i>Голубова О. С., Голубев Н. М.</i> Проблемы формирования укрупненных сметных нормативов стоимости строительства	225
Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций	
<i>Дрозд А. А., Бондарович А. И., Белоус М. Б., Кургун Н. О.</i> Исследования зависимости показателя прочности бетона на сжатие от типоразмеров образцов	234
<i>Алексеева А. А., Яшина Т. В.</i> Модификация бетонов для транспортного строительства.....	231
<i>Васильев А. А.</i> Прогнозирование средней скорости коррозии стальной арматуры в карбонизированном бетоне для агрессивной атмосферной среды.....	241
<i>Галузо О. Г., Романов Д. В., Вершеня Е. Г.</i> Исследование долговечности современных битумно-полимерных материалов	250

<i>Гуриненко Н. С., Батяновский Э. И.</i>	
Основы эффективности ультрадисперсного микрокремнезема в цементном бетоне	256
<i>Корсун А. М., Батяновский Э. И.</i>	
Теоретико-практические аспекты повышения морозостойкости цементного бетона	264
<i>Красулина Л. В.</i>	
Изменение физико-механических свойств литых и прессованных гипсовых материалов в первые сутки твердения....	273
<i>Марко О. Ю.</i>	
Режимы твердения и прочность бетона с добавкой «УКД-1»	279
<i>Мордич М. М., Батяновский Э. И.</i>	
Основы оптимизации структуры и свойств пенобетона	286
<i>Повидайко В. Г., Юхневский П. И.</i>	
Стеновые материалы на основе фосфогипса-дигидрата	295
<i>Полейко Н. Л., Леонович С. Н., Журавский С. В.</i>	
Анализ технологических характеристик минеральных композиций для защиты железобетонных конструкций	299
<i>Снежков Д. Ю., Витушко Т. В., Халево И. А.</i>	
О «надежности» градуировочных зависимостей склерометрических неразрушающих методов контроля прочности бетона	308
<i>Федорович П. Л., Рябчиков П. В., Якимович В. Д.</i>	
Установление переходного коэффициента для определения прочности на сжатие железобетонных изделий методом ультразвукового прозвучивания	316
<i>Широкий Г. Т., Бортницкая М. Г.</i>	
Совершенствование технологии производства керамзитового гравия.....	318
<i>Юхневский П. И.</i>	
Нанотехнологии в материаловедении бетонов.....	320
<i>Якимович Г. Д.</i>	
Влияние активных минеральных добавок на прочность молотого клинкера в технологии сухого формования.....	328

Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты

Дмитриева К. В., Козунова О. В.

Учет неоднородности основания при решении контактной задачи для нелинейно-упругой гибкой стенки 333

Сабук А. А.

Оптимизация рамы, расположенной на деформируемом основании, методом малых вариаций параметров проектирования 343

Тронда Т. В.

Исследование маломасштабных моделей геомассива из вертикальных армодренирующих элементов в водонасыщенной супеси 348

Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений

Бозылев В. В.

К вопросу выбора материала стен для малоэтажного строительства 356

Леонович С. Н., Пелюшкевич А. И., Казаченко Н. Я.

Особенности технологии возведения и эксплуатации наружных стен здания с теплоизоляционным слоем из блоков ячеистого бетона 360

Леонович С. Н., Малюк В. В.

Отказ конструкционного бетона в результате вмерзания в морской лед и последующего оттаивания 366

Леонович С. Н., Малюк В. В.

Расчет-прогноз срока службы конструкционного бетона: циклическое замораживание-оттаивание в зоне переменного уровня моря 375

Станкевич Д. И., Сырица И. С.

К вопросу о выборе эффективных очистных сооружений по очистке дождевых стоков 382

Титов В. А.

Методы построения внутренней разбивочной геодезической сети и их особенности при строительстве высотных зданий 388

Шевко В. В.

Проектирование реконструкции крупных предприятий машиностроительного комплекса 396

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2018)

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

УДК 624.012

**ПРОБЛЕМНЫЕ ВОПРОСЫ ОСВОЕНИЯ КУРСА
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»
СТУДЕНТАМИ-ЗАОЧНИКАМИ СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ЛГС»
В СВЯЗИ С ВВЕДЕНИЕМ В ДЕЙСТВИЕ ТКП 45-5.02-308–2017
«КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ»**

НЕВЕРОВИЧ И. И., ЛОВЫГИН А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

С 1 января 2018 г. В Республике Беларусь приказом Министра архитектуры и строительства отменены действующие до сих пор нормы по проектированию каменных и армокаменных конструкций (СНиП II-22–81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» и Пособие к СНиП II-22–81). Вместо них введены новые нормы (ТКП 45-5.02-308–2017 «Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования»). Указанный ТКП разработан на основе Еврокода-6 «Проектирование каменных конструкций». В силу этого подход к расчёту и проектированию каменных и армокаменных конструкций значительно отличается от принятого в ранее действующих нормах.

Следует отметить, что в развитие прежних норм было разработано большое количество учебников и учебно-методических

изданий, которые помогали освоить студентам и слушателям переподготовки курс «Каменные и армокаменные конструкции», который, в частности, для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» входит составной частью в общий курс дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции».

По материалам нового ТКП по каменным и армокаменным конструкциям пока никаких учебников и методических пособий не разработано. Всё это создаёт значительные трудности в освоении данного курса студентами и слушателями переподготовки соответствующих специальностей. В особенности значительные проблемы в этом плане возникают у студентов-заочников и слушателей переподготовки, которые также обучаются по заочной системе.

Особенно большие проблемы возникают с практической реализацией положений, заложенных в новый ТКП, основанный на Еврокоде-6, когда возникает необходимость в проведении конкретных расчётов каменных и армокаменных конструкций и решении практических задач. И если для студентов дневной формы обучения недостаток методических материалов несколько компенсируется проведением лекций и практических занятий, то для заочников такая «привилегия» отсутствует. Дело в том, что для заочников тоже назначаются лекции и практические занятия на период сессии, однако они устанавливаются в сильно урезанном виде в силу объективных факторов (ограниченности сессионного периода), и, кроме того, эти занятия назначаются «постфактум», то есть, на период сессии, когда студенты и слушатели приезжают уже сдавать экзамен (зачёт, курсовой проект) по данной дисциплине. А по чём же осваивать курс, готовиться к экзаменам, выполнять курсовые работы (проекты) в межсессионный период? Ведь все аудиторские занятия будут в будущем на сессии перед экзаменом.

А проблем с реализацией расчётных положений ТКП при решении конкретных задач по расчёту и проектированию каменных и армокаменных конструкций достаточно много в силу того, что отдельные положения ТКП (Еврокода-6) расплывчаты и неконкретны. И если в странах Евросоюза эти недостатки компенсируются разработкой методических материалов на национальном уровне, результаты которых закладываются в программные комплексы для расчёта конструкций, то в наших условиях это пока в перспективе.

Так, при реализации базового метода проверки несущей способности стен, нагруженных преимущественно вертикальной нагрузкой, возникают вопросы по определению усилий (моментов) в простенках наружных стен (по крайним осям) с учётом рекомендаций ТКП при расчёте несущего остова здания как рамной системы.

Рекомендации по расчёту стен на действие сосредоточенной нагрузки несколько схематичны и упрощены, но от этого не становятся более доступными. Особенно когда речь заходит о расчёте стены на действие общей (суммарной) нагрузки посередине высоты этажа. Не ясны указания ТКП по расчёту длины площадки опирания конструкций на кладку. Несколько не ясны указания по расчёту сжатых армокаменных конструкций при гибкости более 12, а при гибкости менее 12 указания отсутствуют. Следует отметить, что в ТКП нет упоминаний о «зимней кладке», хотя в нашей стране она широко практикуется.

Имеются в наличии и иные неясности в отдельных положениях ТКП. Это создаёт определённые трудности в использовании ТКП не только у проектировщиков, но и у студентов и слушателей переподготовки, особенно обучающихся по заочной системе, при освоении курса «Каменные и армокаменные конструкции».

При освоении данного курса необходимо иметь в виду и следующее обстоятельство. Длительное время в нашей стране действовали прежние нормы проектирования каменных и армокаменных конструкций (в том числе, СНиП II-22-81). Все каменные здания возведены с учётом требований этих норм. По прежним нормам заканчивают проектирование и возводятся пока все каменные здания и сооружения в нашей стране. Поэтому нынешние студенты и слушатели должны иметь представление о подходах, методах и положениях прежних норм по расчёту каменных конструкций. Инженерно-технические работники будут постоянно сталкиваться с необходимостью знания прежних норм при проектировании, возведении, обследовании существующих зданий и оценке их технического состояния.

Таким образом, при изложении курса «Каменные и армокаменные конструкции» следует ознакомить студентов и слушателей с общими положениями и понятиями по данным конструкциям, требованиями и подходами нового ТКП, основанного на Еврокоде-6, и, кроме того, ознакомить их с основными положениями по расчёту

прежних норм. При этом излагать материал в виде сравнительного анализа положений прежних и новых норм.

Изложенные выше обстоятельства добавляют ещё больше сложностей в изложение курса «Каменные и армокаменные конструкции» и освоение его студентами и слушателями переподготовки на современном этапе, особенно для тех, кто занимается по заочной форме обучения. В этих условиях крайне необходимо срочная разработка учебно-методических материалов по расчёту и проектированию каменных и армокаменных конструкций. Для заочной формы обучения, на наш взгляд более целесообразным был бы перенос лекций и иных занятий по курсу на сессию, предшествующую семестру, в течение которого данный курс изучается и выполняются курсовые работы (проекты) по данной дисциплине, может быть, не в полном объёме, а хотя бы частично, но не так, как это принято в настоящий момент (1–2 часа установочных занятий).

УДК 624.012

**ПРЕПОДАВАНИЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ ДИСЦИПЛИН
ПО УЧЕБНЫМ ПЛАНАМ (4-ЛЕТНЕГО ОБУЧЕНИЯ)
СПЕЦИАЛЬНОСТИ 1-70 02 01 «ПРОМЫШЛЕННОЕ
И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»**

ЗВЕРЕВ В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Начиная с 2016/17 учебного года подготовка специалистов по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» ведётся по новым учебным планам первой степени образования со сроком обучения – 4 года.

При составлении новых учебных планов специальности предусмотрено обучение в объёме в 8577 часов по учебным планам подготовки. На 5 лет объём составлял 9784 часов сокращение объёма часов произошло за счёт сокращения часов социально-гуманитарного блока. Сопоставляя объём часов, предусмотренных для изучения дисциплины «Железобетонные и каменные

конструкции» следует отметить, что в учебных планах со сроком обучения 5 лет предусмотрен следующий расклад часов. Общий объём часов составил 366 часов в том числе аудиторных 196 часов, лекций – 114 часов, лабораторных – 16 часов, практических – 66 часов, курсовой проект составил – 120 часов. По учебному плану с 4-летним сроком обучения общий объём часов составил – 378 часов в том числе аудиторных 179 часов, лекций – 117 часов, лабораторных – 16 часов, практических занятий – 46 часов, курсовое проектирование – 120 часов. Изучение дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» по пятилетнему плану предусматривает следующую раскладку в 6, 7 и 8 семестре 6 – 3 – 1 – 0 (16 недель), лекции, лабораторные, практические, 7 семестре 2 – 0 – 2 (17 недель), 8 семестре 2 – 0 – 2 (16 недель), по 4-х летнему учебному плану в 6 семестре 3 – 1 – 0 (16 недель) 7 семестре – 3 – 0 – 2 (12 недель), 8 семестре – 3 – 0 – 2 (11 недель). Сопоставляя объём часов в 5 летнем плане и 4-х летнем плане, видно, что в целом общий объём часов сохранён, однако в связи с тем, что в 4-летнем плане уменьшилось количество учебных недель в 7 семестре на 5 недель и в 8 семестре на 5 недель возникает необходимость сокращения объёма курсового проектирования в 7 и 8 семестрах.

Выполнение первого курсового проекта предусматривает расчёт и конструирование монолитного железобетонного перекрытия, включающую монолитную балочную плиту с второстепенной балкой, а также сборную железобетонную панель перекрытия с предварительно напряженной арматурой и сборную железобетонную колонну с консолью и стыком колонн, графическая часть составляет 2 листа (формата А3). Кроме раздела железобетонных конструкций, в качестве контрольной работы предусмотрен расчёт кирпичного простенка.

Учитывая изложенное, считаю, что первый курсовой проект при 4-х летнем обучении должен включать только расчёт и проектирование монолитных железобетонных элементов, включающих монолитную ребристую плиту перекрытия, второстепенную балку, монолитную колонну, в качестве альтернативного варианта вместо расчёта и конструирования второстепенной балки возможен расчёт и конструирование главной балки. Графическую часть проекта можно выполнить на 1 листе формата А3 с размещением спецификации арматуры и таблиц технико-экономических показателей элементов в расчётно-пояснительной записке.

Выполнение контрольной работы по каменным и армокаменным конструкциям можно ограничить расчётом кирпичного столба.

Выполнение второго курсового проекта при 5-летнем обучении включает расчёт и конструирование балки покрытия, статический расчёт ПРЦ, расчёт и конструирование крановой колонны, фундамента. Графическая часть проекта включает три листа формата А3.

При 11 недельном обучении в семестре, также необходимо сокращение объёма курсового проекта, которое возможно составит расчёт и конструирование балки или плиты покрытия, расчёт ПРЦ, расчёт колонны и фундамента. Выполнение графической части проекта возможно на 2-х листах формата А3.

Изложенное в данной статье можно рассматривать как предварительное предложение по корректировке объектов курсового проектирования, вызванное сокращением количества учебных недель при переходе на 4-летнее обучение студентов специальности ПГС.

Изложенное в данной статье, можно использовать как предварительное предложение по корректировке объёмов курсового проектирования, вызванное сокращением количества учебных недель при переходе на 4-летнее обучение студентов специальности ПГС.

Предложенный вариант корректировки объектов курсового проектирования, позволяет, не снижая качества подготовки специалистов, сохранить необходимый уровень инженерного образования специалистов строительной отрасли.

РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.012

К ВОПРОСУ О ПРИМЕНЕНИИ КОНСТРУКЦИОННОГО КЕРАМЗИТОБЕТОНА В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

БОНДАРЬ В. В., КОЛЕДА С. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. В статье представлен накопленный опыт применения конструкционного керамзитобетона (в том числе и высокопрочного) при строительстве гражданских и промышленных зданий, гидротехнических и мостовых сооружений, в дорожном строительстве. В публикации рассмотрены требования действующих в Республике Беларусь и в мире норм проектирования, касающихся физико-механических, технологических свойств конструкционных керамзитобетонов, их долговечности, отличия от бетонов так называемой нормальной плотности. Выполнен анализ перспективных направлений развития керамзито-железобетона. Выделены основные вопросы, требующие проведения дополнительных теоретических и экспериментальных исследований.

Введение. В практике современного строительства использование керамзитобетона в несущих и ограждающих конструкциях насчитывает вот уже более 40 лет. Наибольшее распространение конструкционный, высокопрочный керамзитобетон получил в США, Канаде, Великобритании, Германии, а также в бывшем СССР. При этом под конструкционным бетоном, следует понимать в соответствии с терминологией [0] бетон, используемый в несущих и ограждающих конструкциях зданий и сооружений и обеспечивающий, главным образом, прочность, жесткость, трещиностойкость несущих конструкций.

В Республике Беларусь в настоящее время керамзитовые заполнители производятся на трех предприятиях: ОАО «Завод керамзитового

гравия г. Новолукомль», Петриковский керамзитовый завод ОАО «Гомельский ДСК», ЗАО «Лидский керамзитовый завод». Несмотря на достаточно большие объемы выпускаемого керамзита, все предприятия сосредоточились на изготовлении и реализации керамзита и керамзитобетона преимущественно для ограждающих конструкций зданий и сооружений, для утепления и звукоизоляции полов, теплоизоляции трубопроводов, ландшафтного дизайна. Эта тенденция сложилась прежде всего в постсоветский период в связи со сложным экономическим положением страны и резким сокращением государственных программ, касавшихся исследований в том числе и в строительной науке. При этом в Беларуси, развитие конструкционных и высокопрочных легких бетонов, связывали прежде всего с аглопоритобетоном, с использованием которого в Республике Беларусь было запроектировано и построено немало объектов, в том числе и уникальных. Наиболее ярким с точки зрения архитектурно-конструктивного исполнения является здание Комаровского рынка в Минске (год постройки - 1979), главным конструктивным элементом которого является сборно-монолитная тонкостенная оболочка положительной кривизны и перекрывающая павильон с размерами в плане 103×103 м. Оболочка собиралась из пяти типов плит (по конфигурации в плане). Плиты при пролете 12 м предварительно напряженные, при пролете менее 12 м – с обычным армированием. Угловые зоны оболочки выполнены из монолитного аглопоритобетона.

В 2010–2012 годах научно-исследовательским предприятием РУП «Институт БелНИИС» под руководством профессора Н.П. Блещика были проведены обширные исследования технических характеристик керамзитовых заполнителей, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь, с целью определения рациональных областей их применения. В процессе исследований были разработаны составы конструкционного керамзитобетона прочностью до 60 МПа. Исследования также показали, что для конструкционного керамзитобетона необходимо использовать преимущественно керамзитовый гравий фракции 5–20 мм и маркой по прочности от П100 до П400 в соответствии с требованиями стандарта [4], выпускаемый только двумя из трех предприятий Республики Беларусь – Петриковский керамзитовый завод ОАО «Гомельский ДСК» и ЗАО «Лидский керамзитовый завод».

Помимо вышеуказанных исследований с 2012 года в Белорусско-Российском университете под руководством профессора Семенюка С.Д. ведется изучение физико-механических свойств керамзитобетона. Прочность керамзитобетона в исследованиях соответствует классам в диапазоне от LC8/9 до LC25/28 [5]. Цель исследований – уточнение прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона с последующим техническим и экономическим обоснованием расширения области применения керамзитобетона.

Определение базовых прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона. В соответствии с современными представлениями легкий бетон, в частности керамзитобетон, используемый для изготовления элементов несущих конструкций, должен отвечать требованиям по минимальной плотности и прочности: плотность должна составлять от 1300 до 1800 кг/м³, прочность на осевое сжатие – не менее 15 МПа.

На территории Республики Беларусь требования к прочностным и деформационным характеристикам легких бетонов изложены в трех действующих документах. При этом если в двух первых ТНПА параметрический ряд легких бетонов по классам по прочности на сжатие отличается от такового для бетонов нормальной плотности, то в последнем документе отличий нет за исключением того, что для бетонов нормальной плотности этот ряд более расширенный – до класса В60.

В соответствии с нормами для разных классов плотности существуют различия в расчетных значениях плотности для неармированного легкого бетона и легкого железобетона. К конструкционным легким бетонам, большинством норм предъявляются по сути те же требования, что и к бетонам нормальной плотности.

В то же время раздел 11 норм содержит некоторые дополнительные требования. Для уточнения положений по расчету конструкций из легкого бетона, введен ряд поправочных коэффициентов при определении модуля упругости (η_E), предела прочности при растяжении (η_1), коэффициента ползучести (η_2), усадки при высыхании (η_3). Значения указанных поправочных коэффициентов определяются в зависимости от значения плотности бетона (коэффициенты η_E , η_1), либо в зависимости от класса на осевое сжатие (коэффициенты η_2 , η_3).

Требования к главной деформационной характеристике легкого бетона – модулю упругости на территории Республики Беларусь предъявляются в двух нормативных документах - ТКП EN 1992-1-1-2009* и СНиП 2.03.01-84*. При этом методики определения модуля упругости в указанных нормах разные.

Таблица 1

Значения поправочного коэффициента λ установленного американскими нормами АСІ 318-14 для легкого бетона

Вид бетона	Легкий бетон любого вида	Мелкозернистый легкий бетон	Легкий бетон с песчаным заполнителем	Крупнозернистый легкий бетон с песчаным заполнителем	Бетон нормальной плотности
Поправочный коэффициент λ	0,75	0,75–0,85*	0,85	0,85–1,0*	1,0

В нормах для легкого бетона среднее значение модуля упругости E_{lcm} следует рассчитывать по формуле:

$$E_{lcm} = \eta_E \cdot E_{cm} = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \cdot 22 \cdot \left[\frac{(f_{cm})}{10} \right]^{0,3}, \text{ МПа} \quad (1)$$

где η_E – поправочный коэффициент для расчета среднего значения модуля упругости легкого бетона;

E_{cm} – значение секущего модуля упругости для бетона нормальной плотности, МПа;

ρ – плотность легкого бетона после сушки в печи, определяемая согласно требований стандарта, кг/м³;

f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие, МПа.

Из анализа зависимости (1), можно сделать вывод, что значения модуля упругости легкого бетона изначально в значительной степени зависят от плотности ρ и в гораздо меньшей степени – от значения средней прочности на сжатие f_{cm} .

Нормами модуль упругости предписано принимать в соответствии с данными соответствующей таблицы. Никаких аналитических

зависимостей для расчета модуля упругости ни для тяжелого бетона, ни для легкого не предусмотрено. При этом, исходя из каких соображений были установлены те или иные табличные значения модуля упругости в нормах не разъяснено.

Согласно американских норм, модуль упругости легкого бетона в диапазоне плотностей от 1440 до 2560 кг/м³ следует рассчитывать по зависимости:

$$E_c = \omega_c^{1,5} \cdot 33 \cdot \sqrt{f'_c}, \text{ МПа} \quad (2)$$

где ω_c – плотность легкого бетона, Н/мм³;

E_c – значение модуля упругости для легкого бетона, МПа;

f'_c – значение цилиндрической прочности бетона на сжатие, МПа.

Таким образом, зависимость (2) тоже предусматривает учитывать плотность легкого бетона при определении модуля упругости. Можно констатировать, что плотность легкого бетона оказывает наиболее значительное влияние на величину модуля упругости.

Приведенные формулы (1) и (2) дают приближенные значения модуля упругости, которые могут варьироваться в достаточно широких пределах. В то же время нормы допускают возможность устанавливать значение модуля упругости экспериментальным путем, а затем, соответственно использовать эти опытные данные в дальнейших расчетах.

Долговечность керамзитобетона. Исследований долговечности керамзитобетона в мире достаточно мало. И практически нет исследований долговечности керамзитожелезобетона.

Среди всех проанализированных научных литературных источников, а также нормативных документов, следует выделить уже упомянутую выше работу [3], в которой были проведены комплексные исследования долговечности и изучение физико-механических свойств керамзитобетона применительно к условиям эксплуатации теплотрасс при действии повышенных до 150 °С температур и с учетом агрессивного воздействия грунтовых вод. Керамзитобетон при этом применялся при изготовлении конструкций лотков.

Полученные результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о вполне удовлетворительных показателях морозостойкости и водонепроницаемости и их соответствии требованиям действовавших на то время норм.

Испытания показали, что снижения прочностных характеристик конструкционного керамзитобетона при длительном хранении в средах с допустимой средней степенью агрессивности практически не наблюдалось, что можно объяснить следующим:

- керамзитовый гравий и песок обладают высокой стойкостью в агрессивных средах в силу особенностей их химического состава;

- поры заполнителя служат дополнительно емкостью, которая вмещает в себя кристаллы новообразований в теле бетона и этим способствует снижению кристаллизационного давления, которое вызывает растягивающие напряжения и разрушение бетона.

Таким образом, конструкционный керамзитобетон, применяющийся в лотках теплотрасс, не требует специальных мер защиты отличных от тех, которые установлены для бетона нормальной плотности. Тем не менее, нормами предусмотрено увеличение значений минимального защитного слоя бетона на 5 мм, в то время как в нормах и в нормах никаких дополнительных требований к величине защитного слоя для легкого бетона, в том числе и с применением керамзита, не установлено.

Заключение. Преимущества конструкционного керамзитобетона перед бетоном нормальной плотности неоднократно перечислены в целом ряде работ **Ошибка! Источник ссылки не найден.** Тем не менее, остаются слабо изученными следующие проблемы, требующие проведения дополнительных теоретических и экспериментальных исследований:

- поведение керамзитобетона прочностью более 30 МПа в условиях сложных напряженно-деформированных состояний;

- долговечность, в том числе коррозионная стойкость, в условиях воздействия сильноагрессивных химических сред, воздействия хлоридов, воздействия воздуха и влаги (коррозия, вызываемая карбонизацией бетона);

- экономический эффект от применения конструкционного керамзитобетона в любых несущих конструкциях зданий и сооружений (в том числе и из монолитного железобетона), и в особенности, в совмещающих несущую и ограждающую функцию конструкциях.

Решение обозначенных вопросов с учетом возрастающего объема применения керамзита на территории Республики Беларусь, позволит в более полной мере использовать керамзитобетон наравне с бетоном нормальной плотности.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 1544–2005* Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия. Переиздание / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 22 с.
2. Фаликман, В.Р. Высокопрочный легкий бетон: технология и свойства / В.Р. Фаликман, Ю.В. Сорокин, О.М. Горячев // Бетон и железобетон. – Москва, 2005. – № 2. – С. 8–11.
3. Коммисаренко, Б.С. Керамзитобетон для эффективных ограждающих конструкций / Б.С. Коммисаренко // Дис...доктор техн.наук: 05.23.05; СГАСА. – Самара, 2000. – 320 с.
4. СТБ 1217-2000 Гравий, щебень и песок искусственные пористые. Технические условия / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2000. – 10 с.
5. Семенюк, С.Д. прочностные и деформативные характеристики легких бетонов на основе керамзита заводов Беларуси / С.Д. Семенюк, И.И. Мельянцова, А.Г. Подголин // Вестник ПГУ. Прикладные науки. – 2015. – № 16 – С. 54–60.

УДК 624

О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ РАМЫ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩЕЙ С УПРУГИМ ОСНОВАНИЕМ

БОРИСЕВИЧ А. А., ЩЕРБАК С. Б.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Интерес к разработке методов решения прямых и обратных задач строительной механики для несущих систем, взаимодействующих с основанием, поддерживается практикой строительства наземных объектов. Это направление исследований весьма разнообразно. В задачах реального проектирования необходимо учесть, по возможности, все факторы, влияющие на надежность и экономичность зданий и сооружений.

Современные сертифицированные программные комплексы для определения напряженно-деформированного состояния конструкций и систем можно характеризовать как имеющие достаточно развитую библиотеку конечных элементов и располагающие эффективными численными методами решения систем уравнений.

Для исследования напряженно-деформированного состояния системы «здание – фундамент - основание» используются ПК SOFiS-TiK, SCAD, PLAXIS, ANSYS, модуль APM Structure3D, входящий в систему APN Civil Engineering и другие.

В данной работе для расчета рамы, взаимодействующей с упругим основанием, используется ПК Femap&Nastran, обладающий определенными достоинствами. В общем случае основание несущей конструкции может иметь изменяющиеся механические характеристики, в том числе включения, однако все эти особенности допускают конечно-элементное моделирование. Возможен учет физической нелинейности материала основания и материала конструкции. В настоящей работе основание рассматривается как линейно-деформируемая среда.

Расчетная схема рамы с двумя пролетами по 6 м, высотой 10 м в сочетании с основанием (выделен объем $6 \times 20 \times 10 \text{ м}^3$) показана на рис. 1. Сечение горизонтальных стержней принято коробчатого типа в виде прямоугольника с размерами по внешнему контуру: высота $h = 0.2 \text{ м}$, ширина $b = 0.1 \text{ м}$, толщина стенки по всему периметру $t = 0.007 \text{ м}$. Форма сечения стоек такая же, но с размерами: $h = 0.12 \text{ м}$, $b = 0.06 \text{ м}$, $t = 0.006 \text{ м}$. Материал стоек и ригеля: модуль упругости $E = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ Н/м}^2$, коэффициент Пуассона $\nu = 0.3$, плотность материала $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$, модуль сдвига $G = 8.08 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$, предельное напряжение на растяжение-сжатие $\sigma^+ = \sigma^- = 400 \text{ МПа}$, на сдвиг $\tau = 200 \text{ МПа}$. Материал основания: $E = 2.4 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2$, $\nu = 0.3$, $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$, предельное напряжение на сжатие $\sigma^- = 300 \text{ кН/м}^2$. Конечно-элементная модель системы формировалась с помощью программы FEMAP v.11.4. Для рамы принят одномерный элемент балочного типа BEAM длиной 0.25 м, для основания — твердотельный, пространственный шестигранный (Brick) элемент SOLID (с длиной ребра куба 0.5 м).

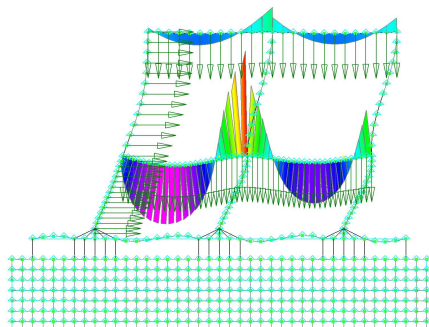


Рис. 1. Расчетная схема рамы

Соединение рамы и основания выполнено с помощью элементов ROD (предполагается опирание рамы на основание через столбчатые фундаменты). Для отслеживания прогибов поверхности основания на уровне примыкания стоек к фундаменту введена гибкая пластинка толщиной 1 мм. Подошва фундамента принята жесткой, не допускающей изгиба и растяжения-сжатия.

Рассматривается одно нагружение. Вертикальная нагрузка: на каждый узел ригеля принята равной 1000 Н. Горизонтальная нагрузка на каждый узел левых стоек – 500 Н.

Результаты расчета рамы, расположенной на деформируемом основании (рис. 1.). Максимальные суммарные (нормальные) напряжения в сечении конца А элемента (КЭ 104) стержня на растянутой поверхности равны 187.95 МПа, минимальные на сжатой поверхности того же стержня равны –188.5 МПа.

Суммарное перемещение узла 11513 оказалось равным 0.07192 м. Минимальные нормальные напряжения в КЭ SOLID 3805 основания равны -2248Н/м².

Результаты расчета рамы (шарнирное закрепление стоек в фундаменте) расположенной на недеформируемом основании (рис. 2). Максимальные суммарные (нормальные) напряжения в сечении конца А элемента (КЭ 66) стержня на растянутой поверхности равны 178.7 МПа, минимальные на сжатой поверхности стержня равны -176.0 МПа (КЭ 29).

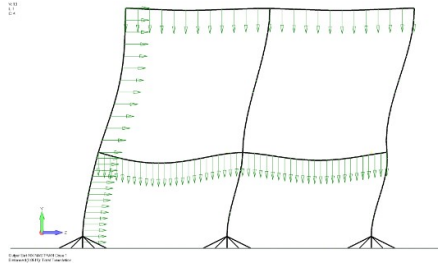


Рис. 2. Результаты расчета рамы

Суммарное перемещение узла 321 оказалось равным 0.0515 м.

Представляет практический интерес задача о чувствительности напряженно-деформированного состояния системы «рама-основание» к изменению параметров КЭ рамы и основания.

Если принять для основания: $E = 1.97 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2$, то получим: максимальные суммарные (нормальные) напряжения в сечении конца А элемента (КЭ 104) стержня на растянутой поверхности равны 186.45 МПа, минимальные на сжатой поверхности того же стержня равны -189.16 МПа .

Минимальные нормальные напряжения в КЭ SOLID 3745 основания равны -2254 Н/м^2 .

Для расчета конструкции на вынужденные колебания при действии гармонической нагрузки необходимо знать собственные частоты и собственные формы колебаний. Для рамы, расположенной на недеформируемом основании и рамы, расположенной на деформируемом основании, они существенно различаются. Собственные формы для первых 4-х частот для варианта с защемленными стойками показаны на рисунке 3. Во втором случае упругое основание является, в определенной мере, гасителем колебаний. Первые четыре частоты находятся в интервале 0.071–0.0734 Гц.

Для пространственного каркаса, расположенного на недеформируемом основании спектр частот (первые 10) располагается в интервале 3.330–13.390 Гц. Собственные формы для первых 4-х частот показаны на рисунке 4. Выполнен расчет плоской рамы, расположенной на недеформируемом основании, на действие гармонической вертикальной нагрузки $F(t) = 1000 \cdot \sin \theta t$, приложенной в узлах нижнего яруса 133 ($z = 6.25 \text{ м}$) и 139 ($z = 7.75 \text{ м}$).

Рассматривался установившийся режим работы. Общий коэффициент конструкционного демпфирования принят равным 0,1. Метод решения: Direct Frequency, основанный на решении уравнений динамики при гармоническом законе движения. При формировании таблицы частот принимался во внимание весь рассчитанный диапазон собственных частот (от первой до десятой). Ширина частотной полосы и число формируемых точек в окрестности каждой частоты принимались в соответствии с рекомендациями [2].

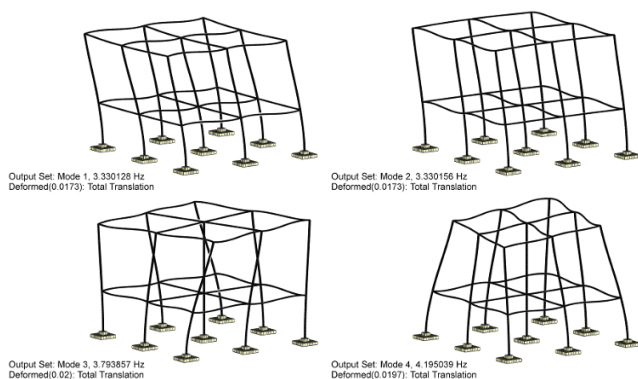


Рис. 3.

Иллюстрацией к влиянию динамической нагрузки на напряженное состояние рамы (КЭ 29, КЭ 66; при статическом нагружении в этих элементах возникают наибольшие нормальные напряжения) являются графики, показанные на рис. 4 и 5. С помощью подобных графиков достаточно хорошо просматривается влияние различных частот на напряженное и деформированное состояния исследуемой системы.

Пространственная рама с шагом колонн по осям 6 метров расположена на упругом основании размером $20 \times 20 \times 10 \text{ м}^3$. Механические характеристики основания соответствуют ранее заданным.

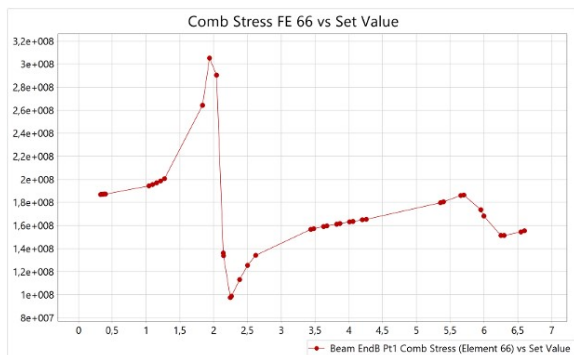


Рис. 4.

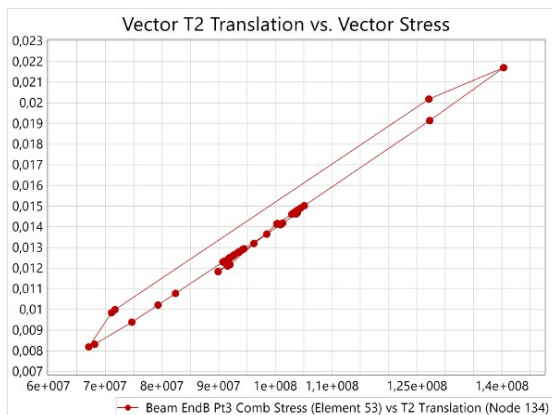


Рис. 5.

Спектр частот (первые 10) рассматриваемой системы располагается в интервале 0.934 – 2.970 Гц. При задании параметров динамических расчетов ширина частотной полосы принимается 10 процентов от абсолютного значения соответствующей собственной частоты. Число формируемых точек в окрестности каждой частоты задается равным 5.

Динамический расчет рамы выполнен на действие гармонической вертикальной нагрузки $F(t) = 1000 \cdot \sin \theta t$, приложенной в узлах нижнего яруса 11844 ($z = 6.25$ м) и 11850 ($z = 7.75$ м). Наиболее интенсивная зона резонанса располагается в диапазоне частот 29 – 34 Гц.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борисевич А. А. Строительная механика: учебное пособие для вузов/А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. — Минск: БНТУ, 2009. — 756 с.
2. Шимкович Д.Г. Femap & Nastran. Инженерный анализ методом конечных элементов — М.: ДМК Пресс, 2012. — 702 с., ил. (Серия «Проектирование»).

УДК 691

СОПРОТИВЛЕНИЕ ИЗГИБУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ГИБРИДНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

ГИЛЬ А.И., ЛАЗОВСКИЙ Е.Д.

Полоцкий государственный университет
Полоцк, Беларусь

В данной статье рассмотрен вариант применения композитной арматуры совместно с металлической (гибридное армирование) в изгибаемых статически неопределяемых железобетонных элементах. Показаны преимущества и перспективы применения данного вида армирования. Рассмотрена возможность применения блочной модели для расчета прочности элементов с гибридным армированием. Определены предполагаемые допущения для расчетной модели, представлен алгоритм расчета.

В последнее время все больше внимания уделяется вопросу разработки эффективных решений применения композитных стержней в изгибаемых железобетонных элементах, не требующих дополнительных затрат на устранение основных недостатков композита. К настоящему времени даже высокая прочность при растяжении (более 1000 МПа), не позволяет решить главной на данный момент проблемы применения композитной арматуры в качестве рабочей (при полной замене стальной) в железобетонных конструкциях, а именно низкого значения модуля упругости (порядка 50 ГПа).

Исследования в этой области [4] показали, что при работе железобетонного изгибаемого элемента, армированного исключительно композитной арматурой, после образования нормальных трещин практически полностью отсутствует участок пластического деформирования и, следовательно, разрушение такого типа элементов носит хрупкий характер. Таким образом, применение композитной арматуры в изгибаемых элементах без предварительного напряжения на сегодняшний день нецелесообразно. Стоит обратить внимание на тот факт, что предварительное напряжение неметаллической арматуры вызывает большие технологические трудности: начиная от способа натяжения и заканчивая разработкой надежных анкеров.

Ситуация может быть значительно улучшена при использовании в растянутой зоне железобетонного элемента совместно композитной и металлической арматуры (так называемое гибридное, либо комбинированное армирование). Экспериментальные исследования [7] статически определимых балок с комбинированным армированием позволили получить пластическую форму разрушения элемента. Кроме того, авторами отмечено, что пластическое деформирование конструкции, даже с минимальным введением композитных стержней, оказалась существенно протяжённой, нежели у элементов, армированных исключительно металлической арматурой. Анализ результатов проведенных испытаний [7] дает возможность предположить, что даже небольшое количество композитной арматуры, которая будет работать в упругой стадии, может оказать положительный эффект в работе статически неопределимых балок. Этот эффект может быть достигнут с точки зрения более рационального перераспределения усилий. Предполагаемый благоприятный результат от применения гибридного армирования позволит расширить область применения композитной арматуры без предварительного напряжения.

Не теряет актуальности вопрос расчета железобетонных элементов с композитным армированием. В международной практике, благодаря обширным экспериментальным и теоретическим исследованиям, проведенным в последние годы, разработаны базовые основы и рекомендации по расчету и проектированию конструкций с композитной арматурой [1–3]. Однако, в работе [8] авторы отмечают, что применение в конструктивном элементе композитной арматуры совместно со стальной требует существенной корректировки

расчетных моделей. Наиболее перспективным и возможным решением таких задач является, так называемая, блочная модель расчета. В общем случае, для статически неопределимых железобетонных балок с металлическим армированием, данная модель [9] рассматривает блочный элемент, выделенный между двумя соседними трещинами. Решение задачи в общем случае сводится к решению системы уравнений на основе положений модифицированной деформационной модели, в которую входят уравнения равновесия продольных сил, моментов и уравнения равновесия для отдельного стержня, уравнения проскальзывания. Также система уравнений дополняется диаграммами деформирования применяемых материалов и диаграммами, связывающих значения касательных напряжений и значения проскальзывания (взаимного смещения). В работе [9] представлен подробный алгоритм расчета статически неопределимых балок с металлической арматурой.

Следует отметить, что ключевая роль в расчетной модели отведена именно диаграмме «касательные напряжения – проскальзывание», что по сути является законом сцепления арматурного стержня и бетона. Для стальной арматуры параметрические точки данной диаграммы принимают согласно указаниям ModelCode 2010. Диаграмма закона сцепления для композитной арматуры также указана в МС 2010, однако значения параметрических точек должны быть получены опытным путем для конкретного вида арматуры. Одним из решений данной задачи, можно считать результаты обширных исследований под руководством Гайтано Манфреди [9], в которых были получены осредненные значения параметров точек на диаграмме «касательные напряжения – проскальзывания» для стеклопластиковых стержней.

Таким образом, для решения задачи по разработке расчетной модели изгибаемых элементов с гибридным армированием есть все необходимые исходные данные. Однако, для реализации расчета необходимо определить общий осредненный параметр, который в итоге будет являться критерием для окончания итерационного процесса расчета. После успешной реализации которого, для всего элемента будут получены распределение относительных деформаций растянутого бетона и арматуры, что в дальнейшем позволит вычислить значение распределения кривизны во всех необходимых сечениях по длине блока. Если рассмотреть пример с металлической

либо стеклопластиковой арматурой, критерием для окончания итерационного процесса является достижение относительных деформаций бетона растянутой зоны сечения изгибаемого элемента предельных значений, что свидетельствует об образовании новой трещины, либо достижение относительных деформаций растянутого бетона значений относительных деформаций растянутой арматуры, что свидетельствует об начале зоны совместного деформирования арматуры и бетона. Таким образом, в случае окончания итерационного процесса на каждом его шаге получаем значения проскальзывания арматурного стержня относительно бетона, и в дальнейшем итоговое смещение является основой для расчета прочности всего элемента. Тем не менее, существует ряд определенных трудностей: если посмотреть на диаграмму закона сцепления для металлической и стеклопластиковой арматуры в числовом выражении, очевидно, что материалы смещаются в бетоне абсолютно по-разному. Аналогична ситуация и диаграммой деформирования данных материалов.

Одно из возможных решений представленной задачи может быть получено путем приравнивания эффективных зон растянутого бетона между металлическими и композитными стержнями. Таким образом при реализации итерационного процесса следует принять следующее допущение: бетон растянутой зоны изгибаемого элемента деформируется одинаково по всей площади.

При реализации итерационного процесса расчета будет рассматриваться одновременное деформирование металлических и композитных стержней по алгоритму расчета блочной модели трещинообразования. Приняв вышеуказанное допущение, на первом шаге итерационного процесса растягивающие напряжения в бетоне, которые в свою очередь зависят от растягивающих усилий и соответствующих им напряжениям в арматурных стержнях, будут приравнены и определено их среднее значение. Исходя из полученного среднего значения напряжения, относительные деформации бетона будут одинаковыми для участков с металлическими и композитными стержнями. Величина относительных деформаций бетона позволит определить значения касательных напряжений в арматурных стержнях и величину смещения конкретных стержней в бетоне.

На втором и последующих этапах итерационной процедуры расчета будет повторяться следующий алгоритм: определяются значения напряжений в бетоне для участков с металлической и композитной

арматурой, выводится их среднее значение, определяются соответствующие относительные деформации в растянутом бетоне. Далее по этим значениям рассчитывают все необходимые параметры рассматриваемого участка. Критерии окончания итерационного процесса будут аналогичны критериям стандартного расчета по блочной модели трещинообразования для изгибаемых элементов с металлической либо композитной арматурой.

Предложенная расчетная модель изгибаемых статически неопределимых железобетонных элементов с гибридным армированием позволит расширить область применения композитной арматуры без предварительного напряжения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. fib 2005 "FRP Reinforcement for reinforced concrete structures", Task Group 9.3 (Fiber-Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland, 2005 –173 p.

2. ACI 440.1R-03 " Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA – 2003 – 81 p.

3. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars – CNR–DT 203/206, Rome, June 2007 – 35 p.

4. Мясников А.Л. Изгибаемые конструкции со стеклопластиковой арматурой /А.Л. Мясников, Е.П. Телешман, А.А. Варламов // Актуальные проблемы современной науки, техники и образования: материалы 72-й международной научно-технической конференции / под ред. В.М. Колокольцева. Магнитогорск: Изд-во Магнитогорск. гос. техн. ун-та им. Г.И. Носова, 2014. Т.2. – С. 70 – 74.

5. Польской П.П. О влиянии стеклопластиковой арматуры на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из тяжёлого бетона //П.П. Польской, Мерват Хишмах, Михуб Ахмад // Эл. журнал «Инженерный вестник дона», №4, Ростов-на-дону, 2012.

6. Маилян Д.Р., Влияние стального и композитного армирования на ширину раскрытия нормальных трещин / П.П. Польской, Маилян Д.Р. // [электронный ресурс] – Режим доступа: <http://cyberleninka.ru/article/n/vliyanie-stalnogo-i-kompozitnogo-armirovaniya-na-shirinu-raskrytiya-normalnyh-treschin> Дата доступа: 24.03.2015

7. Тур В.В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / Тур В.В. Малыха В.В. // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Серия F Строительство. Прикладные науки. – 2013. – №8. – С. 58 – 65.

8. Тур В.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и металлическими стержнями / В.В. Тур, В.В. Малыха // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 24. – С. 271 – 281.

9. Mantredi G. A refined R.C. beams elements including bond-slip relationships for the analysis of continuous beams / Mantredi G., Pecce M. // Computer and Structures, Volume 69, Issue 1, October 1998. – p.p. 53–62.

УДК 624.04

РЕКОМЕНДУЕМАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА

ГРИНЕВ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. В данной статье приведена методика расчета фундамента стаканного типа с гладкой поверхностью.

Основные разделы расчета фундамента с подколонником стаканного типа. Под колонны каркасного одноэтажного промышленного здания устраивают, как правило, столбчатые фундаменты с подколонниками стаканного типа, а стены опирают на фундаментные балки.

Расчет и конструирование фундамента включает следующие как правило разделы:

- определение сечения подколонника;
- подбор размеров подошвы;
- проверка фундамента на продавливание;
- проверка фундамента на «обратный» момент;

- подбор армирования подошв;
- подбор вертикального армирования подколонника;
- подбор горизонтального армирования в стенках стакана подколонника;

- подбор косвенного армирования днища стакана подколонника.

В связи с интеграцией с европейскими стандартами отдельные разделы расчета претерпели изменения.

Определение расчетных усилий. Согласно п. А1.3.1 [1], расчет элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т. д.) (STR), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. п. 6.4.1) [1], рекомендуется производить, используя один из следующих трех принципов, дополненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в п. 2.4.7.3.4.1 [2].

Принцип 1: расчетные значения согласно таблице А1.2(С) [1] и расчетные значения согласно таблице А1.2(В) [1] применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы А1.2(С), а несущую способность конструкции - на основе таблицы А1.2(В).

Определение размеров подошвы плитной части фундамента.

Размеры подошвы фундамента можно определять, руководствуясь двумя нормативными документами [2] (приложение D) и [4] (п. 5.3). Определение размеров подошвы фундамента можно производить без расчета основания по деформациям, если среднее давление от усилий P_0 по подошве не превышает расчетного сопротивления грунта R . В одноэтажных промышленных зданиях с кранами грузоподъемностью до 75 т минимальное давление под подошвой должно быть $P_{\min} \geq 0$, т. е. эпюра давления на грунт может быть треугольной ($P_{\min}=0$) или трапециевидной ($P_{\min} > 0$).

Расчет подколонника, подбор армирования. Стаканная часть фундамента рассчитывается как внецентренно сжатый железобетонный элемент и армируется продольной и поперечной арматурой. Поперечная арматура выполняется в виде горизонтальных сварных сеток, хомутов либо отдельных стержней. Продольная арматура располагается в вертикальных стенках стакана в виде арматурных изделий (петель) либо сеток.

На рис. 1 и 2 пунктирной линией показаны направления продавливающих усилий. Расчет фундаментов первого типа со шпоночной поверхностью схож с расчетом фундаментов под монолитные колонны, с сплошным подколонником. При расчете фундаментов второго типа, с гладкой поверхностью необходимо учитывать силы трения между поверхностью колонны и внутренней поверхностью стакана.

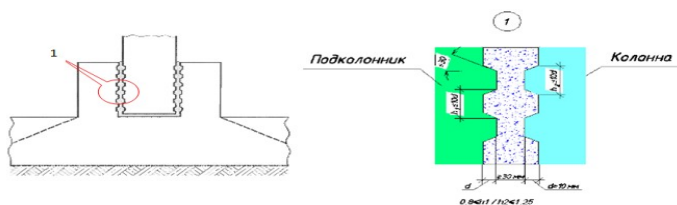


Рис. 1. Фундаменты стаканного типа со шпоночной поверхностью в зоне контакта стакана с колонной

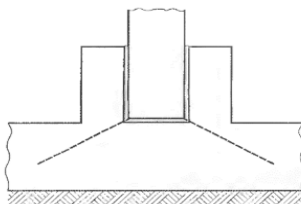


Рис. 2. Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью

Конструирование стакана. Анализ литературных источников предполагает армирование стаканной части фундамента вязанными и гнутыми арматурными изделиями (хомуты и петли) [5].

Выводы. При проектировании фундаментов для проверки основания ранее использовались нормативные нагрузки в сочетаниях усилий, по европейским стандартам необходимо в сочетании усилий временную составляющую увеличивать на 30 %.

При расчете фундаментов на продавливание стаканного типа необходимо учитывать вид внутренней поверхности стакана (шпоночная или гладкая). При армировании рекомендуется использовать гнутые арматурные изделия вместо сварных сеток.

Указанная методика адаптирована в учебном процессе БНТУ при выполнении второго курсового по дисциплине ЖБК.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1990-2011* (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2011-11-15. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 61.
2. ТКП EN 1997-1-2009. (02250). Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 121.
3. ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 205 с.
4. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.
5. Пособие к выполнению 2-го курсового проекта и раздела дипломного проекта по курсу «Железобетонные конструкции» 2-ое изд. Брест 2014 г.

УДК69(083.75)

К РАСЧЕТУ СТАЛЬНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК ПО ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ

ДАВЫДОВ Е. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Цель публикации: Отметить некоторые особенности определения нагрузок по ТКП EN N1991-3 «Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием» в сопоставлении с требованиями строительных норм и правил, используемых в Республике Беларусь. По СНиП II-23–81*«Нормы проектирования. Стальные конструкции» для изготовления подкрановых конструкций (эти конструкции относятся к 1-й группе) следует использовать сталь класса

прочности С255, если эксплуатация подкрановых конструкций предполагается при температуре не ниже -40°C . При более низкой температуре уже следует использовать сталь класса прочности С345 и выше. Согласно ГОСТ 27772 «Прокат для строительных стальных конструкций» листовой прокат из стали С 255 имеет нормируемые показатели по ударной вязкости (КСV) при -20°C . То же для стали С345 при температуре -40°C . Для фасонного проката ударная вязкость гарантируется только при температуре -20°C для сталей С255 и С345.

По европейским нормам (см. ТКП EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций» п. 3, 2, 3) следует, что ударная вязкость должна быть гарантирована при самой низкой температуре эксплуатации (самая низкая температура для Гродненской, Гомельской и Брестской областей – 38°C , для Могилевской -40°C , для Витебской и Минской -41°C). Из этих требований следует, что сталь С 255 (листовой и фасонный прокат) не может быть использована для изготовления подкрановых конструкций, эксплуатируемых в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе. То же ограничение относится к фасонному прокату из стали С 345. При этом следует учитывать, что для всех сталей повышенной прочности при толщинах меньше 8мм ударная вязкость не нормируется.

При расчете подкрановых конструкций учитываются следующие нагрузки: вертикальные, обусловленные собственным весом крана и поднимаемым грузом; горизонтальные, вызванные ускорением или торможением тележки крана; горизонтальные, вызванные перекосом моста крана; вертикальные на тормозные площадки.

В связи с динамическим характером крановой нагрузки при расчете подкрановых конструкций используются коэффициенты динамичности. В строительных нормах и правилах предусмотрен один коэффициент динамичности для вертикальной нагрузки на колесо крана, т. е. с учетом собственной массы крана и массы груза равный 1,2 и применяемый только для кранов весьма тяжелого режима работы (8К) и при пролетах подкрановых конструкций не больше 12м, и коэффициент динамичности равный 1,1 для кранов тяжелого и среднего режимов работы (7К, 6К) для всех пролетов. Для горизонтальной нагрузки также предусмотрен один коэффициент динамичности равный 1,1, который учитывается только при кранах весьма тяжелого режима работы (8К).

В европейских нормах предусматривается три коэффициента динамичности для вертикальной нагрузки (φ_1 ; φ_2 ; φ_4) и один коэффициент динамичности для горизонтальной нагрузки (φ_5).

При подъеме груза возникают колебания моста крана и эти колебания сказываются на значениях вертикальных нагрузок, передаваемых на подкрановые балки. Для учета этого фактора сила тяжести массы грузоподъемного крана умножается на коэффициент динамичности φ_1 . В ТКП EN 1991-3 указан интервал значений этого коэффициента: $0,9 < \varphi_1 < 1,1$ (φ_1 не может быть равен 0,9 и 1,1) и отмечено, что приведенный интервал отражает верхнее и нижнее значение «колебательной пульсации» моста крана. Документация на используемые в Республике Беларусь мостовые краны не содержит такой характеристики, как «колебательная пульсация». Поэтому определение коэффициента φ_1 для конкретного мостового крана не представляется возможным. В ГОСТ 32579.1 «Краны грузоподъемные. Принципы формирования расчётных нагрузок и комбинаций нагрузок», который предназначен для расчета металлических конструкций мостовых кранов, также указан интервал для этого коэффициента: $1 - \alpha < \varphi_1 < 1 + \alpha$, где $0 < \alpha < 0,1$. При этом отсутствуют какие-либо указания по определению значения параметра « α ».

Коэффициент динамичности φ_2 , учитывающий динамику в процессе подъема груза, применяется только к поднимаемому грузу. Его значение определяется по формуле:

$$\varphi_2 = \varphi_{2\min} + \beta_2 \cdot V,$$

где V – скорость подъема груза,

$\varphi_{2\min}$ и β_2 – назначаются в зависимости от класса подъемного оборудования.

Класс подъемного оборудования (в ТКП EN обозначается: НС1, НС2, НС3, НС4) зависит от S-класса (режима работы мостового крана) и типа крана (назначения крана). В свою очередь S-классы ($S_0 - S_9$) назначаются в зависимости от коэффициента спектра нагружения k_Q (коэффициента распределения нагрузки k_p) и общего количества циклов за весь период эксплуатации крана, как правило, за 25 лет. В скобках даны названия величин, принятые в нормативной документации Республике Беларусь.

В ТКП EN коэффициент динамичности φ_2 при $V=0,35$ м/с изменяется в пределах: 1,1–1,4 при этом не учитывается пролет

подкрановых балок, т. е. не учитывается амплитуда колебаний подкрановых балок.

В среднем значение этого коэффициента, вычисленное по ТКП EN при тяжелом режиме работы крана (7К по ГОСТ 25546 и S6 или S7 по ТКП EN) на 20–25% превышает значение коэффициента динамичности, принятого по СНиП.

При движении крана по неровной поверхности возникающая динамика учитывается коэффициентом динамичности φ_4 . Этот коэффициент применяется как к массе крана, так и к массе перемещаемого груза. В подавляющем большинстве случаев динамика при перемещении груза возникает при прохождении краном стыков рельсов. По ТКП EN 1991-3 $\varphi_4 = 1$ если стыков нет и соблюдены допуски на рельсовые пути (см. ТКП EN 1993-6). Если эти требования не соблюдены, то φ_4 определяется с помощью моделирования (для проектировщиков такой способ определения φ_4 является неприемлемым). По ГОСТ 32579.1 при расчёте металлоконструкций мостовых кранов φ_4 определяется в зависимости от скорости движения крана (см. таблицу):

Таблица

V м/с	< 1,0	1–1,5	1,6–3	> 3,0
φ_4	1,0	1,1 (1,05)	1,2 (1,1)	1,3 (1,15)

В скобках даны значения для рельсовых путей с заваренными стыками. По нормативным документам, действующим в Республике Беларусь стыки рельсов не рекомендуется заваривать, более того, с целью компенсации температурных деформаций в стыках необходимо предусматривать зазор (4мм при температуре $\mp 0^\circ\text{C}$). Поэтому при прохождении краном стыков рельсов наблюдается существенный динамический эффект, который в СНиП «Нагрузки и воздействия» при расчёте подкрановых конструкций определяется в зависимости от режима работы крана. При определении локальных напряжений в подкрановых балках динамика возникающая при движении крана учитывается в СНиП введением следующих коэффициентов: 1,6 (1,8) при жестком подвесе и 1,4 (1,7) при гибком подвесе для крайне тяжелого режима работы; 1,3 (1,6) для кранов тяжелого режима работы; 1,1 (1,2) для кранов остальных режимов работы. В скобках даны значения коэффициентов по СП20-13330.

Актуализированная редакция СНиП 2.01.07 «Нагрузки и воздействия». Столь существенные значения коэффициентов можно объяснить тем, что в стыках рельсов предусматривается зазор и торцы рельсов делаются прямыми. По европейским нормам стыки предусматриваются не прямые, а косые, что приводит к существенному снижению динамики в стыках рельсов. Здесь следует отметить, что локальные напряжения не являются доминирующими по сравнению с основными напряжениями, направленными вдоль подкрановых балок и к тому же совпадают с ними по знаку, что приводит к уменьшению приведенных напряжений.

Коэффициент динамичности φ_5 применяется для определения горизонтальных инерционных сил. При этом, его значение изменяется в довольно широком диапазоне: от 1 до 3,0. (см. ТКП EN 1991-3 п.2.6) При этом, формулировки, определяющие тот или иной диапазон являются довольно расплывчатыми: «силы изменяются плавно» ($1 \leq \varphi_5 \leq 1,5$); «могут произойти резкие изменения» ($1,5 < \varphi_5 \leq 2$); «для приводов, имеющих значительный мертвый ход» ($\varphi_5 = 3$). При этом режимы работы кранов (S-классы) не учитываются. Т.к. нет числового сопровождения для каждого диапазона, то невозможно определить точное значение коэффициента φ_5 и вследствие этого, при расчетах будут использоваться наибольшие значения этого коэффициента, что повлечет за собой увеличение усилий на подкрановые конструкции и увеличение их металлоемкости. Сопоставление коэффициентов динамичности для горизонтальных сил по СНиП и ТКП EN показывает, что превышение может составить 170 %.

В заключение, также следует сделать сопоставление коэффициентов надежности по нагрузке по СНиП и по ТКП EN. По СНиП коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок равен 1,1 (по СП 20-13330 этот коэффициент равен 1,2). По ТКП EN 1991-3 этот коэффициент равен 1,35. Для собственного веса подкрановых конструкций коэффициент надежности по нагрузке принят равным 1,05, а по ТКП EN 1990 этот коэффициент равен 1,35. Расчетная нагрузка на тормозные площадки определяется с коэффициентом надежности равным 1,3 по СНиП и 1,5 по ТКП EN 1990. Кроме того, в СНиП предусматривается снижение крановых нагрузок, если усилия определяются от нескольких кранов: вводятся понижающие коэффициенты равные 0,7–0,9 в зависимости от количества учитываемых кранов и режима их работы.

Выводы:

1. По европейским нормам для изготовления подкрановых балок, эксплуатируемых на территории Республики Беларусь в неотопливаемых помещениях, может быть использован только листовой прокат из сталей класса прочности С 345 и выше и толщиной не менее 8мм.

2. По ТКП EN 1991-3 определение точного значения коэффициента φ_1 , отражающего влияние колебаний металлоконструкций мостового крана на вертикальное давление колеса крана не представляется возможным.

3. Значение коэффициента φ_2 , учитывающего динамику в процессе подъема груза, вычисленное по ТКП EN 1991-3 на 20–25% превышает значение этого коэффициента, определяемого по СНиП.

4. Отсутствие в ТКП EN 1991-3 конкретных числовых характеристик механизмов передвижения может привести к существенному увеличению значений коэффициента динамичности φ_5 , до 170%.

5. Суммарное превышение расчётных вертикальных крановых нагрузок на подкрановые балки, вычисленных по европейским нормам на 20–25% больше, чем по СНиП. Увеличение горизонтальных нагрузок составляет 30–40%.

УДК 693.56

ПРЕИМУЩЕСТВА И ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ПОСТ-НАПРЯЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ДЕНИСЕНКО И. В., СИДОРОВА А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Пост-напряжение становится все более популярным в мире за последние 30 лет из-за совершенствования технологии. В свое время возникали проблемы с коррозией канатов, особенно при строительстве паркингов, где использовалась защита от обледенения соледержащими добавками. Но улучшение материалов и методов

строительства устранили большинство проблем. Пост-напряжение – это способ предварительного напряжения с натяжением на бетон в построечных условиях, который заключается в том, что напрягаемая арматура натягивается механическим способом после бетонирования и набора бетоном достаточной прочности. Преднапряженные стальные канаты внутри пластиковых труб размещаются в опалубке до укладки бетона. После этого, как только бетон наберет прочность, но до приложения постоянных нагрузок, стальные канаты натягиваются и закрепляются на внешних краях бетона.

Предварительное напряжение означает, что сталь находится под напряжением до того, как бетон будет испытывать постоянные нагрузки. Пост-напряженный железобетон, который является формой предварительно напряженного, имеет ряд преимуществ:

- уменьшается или устраняется появление трещин при усадке, поэтому требуется устраивать меньше рабочих швов;
- трещины, которые возникают, не увеличиваются;
- позволяет уменьшить толщину плит и других конструктивных элементов, а, следовательно, сокращается расход бетона и стали;
- позволяет делать более широкие пролёты, что обеспечивает более свободную планировку здания;
- позволяет увеличить высотность здания;
- позволяет устраивать плиты на лёссовидных грунтах;
- позволяет снизить суммарные затраты труда на строительство.

В результате напрягаемые канаты лучше воспринимают нагрузки, которые оказывают на нее внешние силы в течение всего срока службы здания. А надежность и долговечность здания с применением технологии пост-напряжения повышается по сравнению с применением традиционных решений.

Некоторые из наиболее распространенных возможностей применения пост-напряжения:

- Плитные фундаменты: сегодня технология пост-напряжения широко используется для плит на грунте, где грунт может дать значительную усадку [3].
- Теннисные корты и другие спортивные сооружения.
- Внешнее пост-натяжение для усиления существующих конструкций, особенно в зонах с сейсмическими воздействиями (рис. 3).
- При проектировании мостов используется технология пост-напряжения как в скользящей опалубке, так и в сборной опалубке.

– Бетонные резервуары для воды часто выполняются с применением пост-напряжения, чтобы повысить трещиностойкость и предотвратить протечку. Компании Cram, DYK, Natgun и Preload (США) делают предварительно напряженные бетонные резервуары.

– Кирпичные стены могут быть подвергнуты пост-напряжению – это обычно делается с помощью сплошного стального стержня, закрепленного в фундаменте, и подвергнутого растяжению с помощью затяжки-гайки на стене.

Отметим, что наиболее совершенной является система пост-напряжения без сцепления арматуры с бетоном, использующая пряди в оболочке из ПЭВП со смазкой [1]. Устройство пост-напряженных плит на строительной площадке схожа с технологией устройства монолитных плит, за исключением натяжения арматуры с определенным шагом. Кабели располагаются, как указано в проекте, и проходят через центр плиты. К примеру, для жилого строительства распространены канаты на расстоянии 120см от центра. Для промышленных зданий расположение канатов будет более частое, что определяется расчетом.

Рассмотрим обычную пост-напряженную железобетонную плиту перекрытия толщиной 200мм и использует бетон класса С12/15. Как только бетон набрал прочность до 14Н/мм^2 , обычно в течение 3–10 дней, рекомендованных РТИ, канаты подвергаются растяжению.

На каждом конце размещен анкер, который расположен в отверстиях на краю плиты. Когда канаты напряжены, проволоки будут растягиваться – около 10см для 15-метровой проволоки – при приложении растягивающих усилий в 230кН. Натяжение могут делать только квалифицированные специалисты. После напряжения лишние части канатов отрезаются, и отверстие, в котором расположены анкеры заполняются раствором, чтобы защитить их от коррозии.

Более крупные конструкционные железобетонные элементы также могут быть подвергнуты пост-напряжению, например, мосты, плитные фундаменты, большепролетные ригели в паркингах и промышленных помещениях. Этот процесс очень похож на тот, который используется для плит, за исключением большего масштаба. Одно интересное отличие состоит в том, что канаты часто располагаются снизу в середине балки и высоко на опорах – это соответствует эпохе напряжений.

Исследуя зарубежный опыт строительства зданий по технологии пост-напряжения, можно сделать выводы, что эта технология имеет много преимуществ по сравнению с технологией возведения железобетонного каркаса без предварительного напряжения, а именно можно значительно сократить объем бетонной смеси и армирующей стали, что приведет к снижению общей высоты здания и уменьшению нагрузки на фундамент. Использование пост-напряжения позволяет увеличить пролеты и эффективно использовать внутренний объем помещения, а также позволяет делать консоли с большим вылетом. Превосходная структурная целостность конструкций приводит к отсутствию трещин или их пониженному образованию, что повышает стойкость пост-напряженных конструкций к воздействию агрессивных сред.

По сравнению со строительством зданий из металлоконструкций, монолитных железобетонных конструкций без преднапряжения и сборных конструкций, использование пост-напряжения позволяет сократить сроки устройства фундаментов, из-за уменьшения их размеров, а также сократить сроки возведения всего здания, из-за уменьшения сроков распалубливания пост-напряженных перекрытий.

Что касается технического контроля при эксплуатации здания, то технология пост-напряжения позволяет проверять и корректировать усилия в арматурных канатах при необходимости.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: учебное пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В. В. Латыш, С. Н. Леонович. – Минск : БНТУ, 2006 – 56 с.

2. Дрозд, Я.И. Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Я.И. Дрозд, Г.П. Пастушков. – Минск: Выш. шк., 1984. – 208 с.

3. ConcreteNetwork.com [Электронный Ресурс] / ConcreteNetwork.com, США, 1999-2017 – Режим доступа: <https://www.concretenetwork.com/post-tension/advantages.html>, свободный (дата обращения: 12.09.2017)

4. STRUCTURE® magazine [Электронный Ресурс] / STRUCTURE magazine, США, 2017 – Режим доступа: http://www.structuremag.org/?author_name=gerardfeldmann,

5. Suncoast Post-Tension [Электронный Ресурс] / Suncoast Post-Tension, Хьюстон, Техас, США, 2017 – Режим доступа: <https://suncoast-pt.com>, свободный (дата обращения: 15.09.2017)

УДК 624.014

АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ БОЛТОВ В НОРМАХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ, РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ И ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА

БАКШАНСКИЙ И. С., ЖАБИНСКИЙ А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время в Республике Беларусь расчет болтовых соединений выполняют в соответствии со СНИП II-23 и ТКП EN 1993-1-8, в Российской Федерации – по СП 16.13330 (свод правил) – актуализированной редакции СНИП II-23, а в странах Евросоюза – по EN 1993-1-8. Общим стандартом, определяющим механические характеристики и химический состав болтов, является ГОСТ ISO 898-1, соответствующий европейскому стандарту ISO 898-1.

Классы прочности болтов. В нормах Республики Беларусь, Российской Федерации И Европейского Союза не наблюдается единой системы в использовании, установленных ISO классов прочности болтов, часть классов, предусмотренных нормами СНИП, СП и EN не рассматривается в действующих нормативных документах на обычные и высокопрочные болты и наоборот. Кроме того, в РБ и РФ для установления характеристик болтов применяются ГОСТы. Так, например, в ГОСТ 22356 маркировка, обозначающая прочностные характеристики, не соответствует требованиям ISO 898-1, где установлено, что на головке болта маркируют его класс прочности, состоящий из двух чисел: число с левой стороны от точки состоит из одной или двух цифр и означает 1/100 от номинального предела прочности в МПа, а число с правой стороны от точки

равняется умноженному на 10 отношению номинального значения предела текучести к номинальному значению предела прочности на растяжение стали болта.

Химический состав болтов. Требования ГОСТ ISO 898-1 к химическому составу сталей для болтов по содержанию углерода, легирующих элементов и вредных примесей (сера, фосфор). Из отечественных сталей для анализа были выбраны марки 10 и 35, соответствующие ГОСТ 1050 – для обычных болтов из углеродистой стали, и стали марок 35X и 40X по ГОСТ 4543 – для высокопрочных болтов из легированной стали.

Химический состав обычных болтов из сталей 10 и 35 и высокопрочных болтов из стали 35X и 40X (высококачественных) в целом соответствует требованиям ГОСТ ISO по содержанию фосфора и серы. Что касается бора, молибдена и ванадия, то их содержание в отечественных нормах не регламентируется. Следует отметить, что повышенное содержание бора уменьшает пластические свойства стали и ухудшает коррозионную стойкость, что важно для болтов климатического исполнения ХЛ.

Нормы СП предполагают выбор материала для болтов на основании действующих норм и стандартов.

При выборе болтов необходимо руководствоваться требованиями ГОСТ ISO 898-1 к химическому составу стали болтов, гарантирующими их качество.

Классы точности болтов. Классы точности оказывают влияние на способы изготовления отверстий в соединяемых элементах, несоответствие отверстий способствует появлению дополнительных деформаций в соединении, что препятствует одновременному включению болтов в работу. Класс точности определяется разницей диаметров тела болта и отверстия, в которое он устанавливается.

В Республике Беларусь согласно ГОСТ 1759.1 предусматривают использование трех классов точности болтов:

- А и В – для использования в расчетных соединениях;
- С – для использования в нерасчетных соединениях.

Также действует СТБ EN 1090-2 (идентичный EN 1090-2), определяющий номинальный зазор между телом болта и гранью отверстия. В Российской Федерации СП предусматривает использование двух классов точности болтов: А и В, с установлением требуемой разницы в диаметрах болтов и отверстий для каждого класса

соответственно. В странах Евросоюза EN 1993-1-8 не оговаривает классы точности, за исключением ссылок на стандарты, определяющие изготовление болтов классов точности А, В, С. Номинальный зазор между телом болта и гранью отверстия определяется EN 1090-2.

Расположение отверстий для болтов. При расчете соединений расположение отверстий и класс точности болтов учитывается:

– в СНиП (РБ) и в СП (РФ) – коэффициентом условий работы болтов γ_b при проверках на срез и смятие;

– в нормах EN (ЕС) – частными коэффициентами k_1 и α_b при проверке на смятие.

Расстояния между болтами и от болта до края элементов:

– в СНиП и СП минимальные и максимальные расстояния между болтами и от болта до края элементов зависят от диаметра отверстия под болт и толщин соединяемых элементов; работы соединения, где для сжатых элементов учитываются требования устойчивости более тонкого из соединяемых элементов, а для растянутых – из условия плотности пакета для предотвращения внутренней коррозии;

– в EN – от диаметра отверстия под болт для минимальных расстояний и от толщин соединяемых элементов для максимальных расстояний. Ограничения на максимальные расстояния между центрами болтов и от болта до края элементов вдоль и поперек усилия назначаются из условия обеспечения местной устойчивости соединяемых сжатых элементов и гарантии отсутствия коррозии между элементами.

EN так же дополнительно определяет правила размещения овальных отверстий.

Особенности выбора болтов в зависимости от условий эксплуатации. В СНиП II-23 наглядно учитываются условия эксплуатации соединения для выбора классов прочности болтов и их материалов при проектировании.

В СП 16.13330 произведена замена категорий климатических районов температурными диапазонами. Выбор класса прочности болтов и их марок сталей производится на основании условий эксплуатации по СП и по действующим стандартам на болты, и ГОСТ ISO 898-1.

В EN 1993-1-8 выбор класса прочности болтов принимается в зависимости от категории болтового соединения (А, В, С, D, Е, таб.3.2[5]), а также по ссылочным стандартам на болты, и по ISO 898-1.

Согласно СНиП и СП, для фланцевых соединений обязательны к применению высокопрочные болты климатического исполнения ХЛ (испытанные на ударный изгиб, с более ограниченными пределами на содержание углерода и увеличенными значениями относительного сужения).

В нормах СП болты 5.8 при работе на растяжение исключены. Это связано с тем, что данные болты изготавливаются методом холодной высадки без последующей термообработки, вследствие чего стержень болта обладает пониженными пластическими свойствами из-за сильного наклепа материала.

Действующий ГОСТ ISO 898-1 и ISO 898-1 допускают применение крепежных изделий при температурах от -50°C до $+150^{\circ}\text{C}$, при условии, что они соответствуют его требованиям.

Расчетные сопротивления болтов (несущая способность) в рассматриваемых нормах определяются из величин временного сопротивления материала болта при работе на срез и временного сопротивления материала соединяемых элементов при работе на смятие с учетом своих частных коэффициентов для каждой из норм.

СНиП не рассматривает проверку на одновременную работу болта на срез и растяжение.

СНиП и СП не содержат проверок на вырыв головки болта из элемента и вырыв (выкол) материала элемента.

EN 1993-1-8 устанавливает необходимые критерии прочности болтовых соединений в зависимости от категорий (А, В, С, D, Е), и необходимые проверки, выполнение которых обеспечит должную надежность. В части подбора материалов, учета пониженных температур и сопротивления усталости необходимо пользоваться дополнительными документами: EN 1993-1-1, EN 1993-1-9, EN 1993-1-10.

Для *фрикционных соединений* СНиП и СП имеют аналогичные подходы по расчету. При определении коэффициента трения учитывают способ обработки (очистки) поверхностей, способ контроля натяжения болтов, размеры отверстий и вид нагрузки, действующей на соединение (статическая или динамическая).

СП и EN учитывают снижение расчетного сопротивления сдвигу поверхностей трения при действии на соединение усилия, вызывающего растяжение болтов.

EN не корректирует значение количества болтов в зависимости от их числа в соединении, как это делают СНиП и СП вводом коэффициента условий работы, но учитывает вид отверстий и направление действия усилия.

Фланцевые соединения. Расчет фланцевых соединений в Республике Беларусь и Российской Федерации выполняют в соответствии с «Пособием по проектированию стальных конструкций» к СНиП II-23 (ЦНИИСК им. Кучеренко). Сам документ Свода правил РФ не содержит рекомендации к расчету фланцевых соединений, кроме приведенной в нем информации.

В EN 1993-1-8 имеется информация о расчете фланцевых соединений, расчетную способность которых следует определять, как T-образного элемента.

Выводы:

1. Сравнивая нормы проектирования болтовых соединений Республики Беларусь, Российской Федерации и стран Евросоюза нельзя говорить о недостаточной эффективности каких-либо из них. Все рассмотренные нормы на практике показали свою эффективность, выраженную в надежности, безопасности и долговечности запроектированных и построенных по ним конструкций.

2. Наиболее подробно работу болтов в соединении описывает EN, включая, помимо отмеченных факторов, учет линейных и пластических форм распределения усилий в узле, расчеты соединений с применением таких крепежных деталей, как инъекционные болты, болты с потайной головкой, заклепки и штифты, оговаривает случаи комбинированных соединений, в которых болты работают совместно со сварными швами.

3. При использовании СНиП при расчете болтовых соединений необходимо использовать ТНПА, заменяющие устаревшие, а также документы, гармонизированные с ГОСТ ISO 898-1, СТБ EN 1090-2, что объясняет некоторую несогласованность требований СНиП и действующих ТНПА в отношении характеристик материалов и изделий.

4. СП разработан на основе СНиП с включением некоторых требований EN (например, учет растяжения болтов в фрикционных

соединениях или учет совместного действия растяжения и среза) в несколько иной форме, чем в EN. Проблема гармонизации и адаптации российских норм по расчету болтовых соединений с европейскими остается в целом такой же, как и для СНиП.

5. Для норм Республики Беларусь и Российской Федерации общим стандартом, определяющим химические и механические характеристики болтов, является ГОСТ ISO 898-1, соответствующий европейскому стандарту ISO 898-1. Использование указанного стандарта позволяет гармонизировать и расширить область применения болтовых соединений.

6. По СНиП и СП выбор сталей для болтов должен производиться с учетом требований ISO 898-1, также, как и в EN. EN предусматривает использование спокойных сталей и содержит ссылки на обязательные для применения документы, регламентирующие учет отрицательных температур и усталостных воздействий.

7. Эффективность проектирования соединений напрямую зависит от согласованности применяемых норм между собой, их доступности, от свойства однозначной трактовки их положений, способности принимаемых по ним расчетных моделей описывать реальную работу узлов и соединений с учетом современных возможностей вычислительной техники.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».
2. Пособие по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81* ЦНИИСК им. Кучеренко.
3. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*».
4. ТКП EN1993-1-1-2009* «Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий».
5. ТКП EN 1993-1-8-2009* «Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений».
6. ТКП EN 1993-1-9-2009* «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность».
7. ТКП EN 1993-1-10-2009* «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-10. Свойства трещиностойкости и прочности материалов в направлении толщины проката».

УЧЕТ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОТ НАГРУЗОК ПОЖАРНЫХ МАШИН НА КОНСТРУКЦИИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КРОВЕЛЬ И СТИЛОБАТА

КОНАШКОВ А. О., НАДОЛЬСКИЙ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Все больше получают распространение конструкции зданий с эксплуатируемой кровлей и стилобатной частью, однако, не всегда на стадии проектирования корректно учитываются неблагоприятные факторы, которые воздействуют на здание в особой расчетной ситуации пожара. Для такого рода конструкций предельной нагрузкой может стать нагрузка от пожарной техники, которая приехала на вызов. Если при тушении обычного здания пожарная техника рассредоточивается по периметру зданию опираясь на основание (грунт или дорожное покрытие), то в случае эксплуатируемых кровель и стилобата пожарный расчет заезжает прямо сверху на них.

Проблема заключается в том, что национальные нормативные документы [1], [3], [5], [6] требуют учёта особой нагрузки при аварийных ситуациях, в частности от пожарных машин, но не дают информацию по принимаемой нормативной нагрузке от них на конструкцию эксплуатируемых кровель или стилобата. В рамках ТКП 45-3.02-108-2008 [3], область применения которого распространяется только на высотные общественные здания, рассматривается передвижение и расположение аварийно-спасательной техники на эксплуатируемых кровлях, заглубленных частях зданий, пристроек и стилобатов, и согласно этого ТНПА устанавливается нормативная нагрузка не менее 430 кН (п.13.1.5, [3]). Однако кроме значения - 430 кН нет конкретных указаний, к чему относится данное значение: возможно это суммарное значение вертикальных сил или значение сосредоточенной силы на покрытие. Также информацию о нагрузке от пожарных машин может предоставить технолог объекта или такая информация может быть прописана в СТУ (специальные технические условия) объекта, однако, как показывает практика

назначение нагрузки на конструкции остается очень субъективным, что в свою очередь может привести к неблагоприятным последствиям.

Вследствие отсутствия значения нормативной нагрузки от пожарных машин на конструкцию стилобата и эксплуатируемой кровли в национальных нормативных документах за аналог можно принять значения, представленные в зарубежных нормативных документах, в том числе в нормах России, Украины. Определенные указания учета нагрузки от автотранспорта существуют в нормах системы Еврокодов.

Стоит отметить и то, что нормативная нагрузка от пожарных машин в каждом нормативном документе представляется различным, сравнение нагрузок продемонстрировано в табл. 1

Из табл.1 очевидно, что нагрузка от пожарных машин может быть или равномерно распределенной нагрузкой по площади проезда/покрытия или сосредоточенной нагрузкой от развесовки по осям автотранспорта. Если первый вариант прикладывается по всей поверхности покрытия или по зоне проезда специализированной техники, то со вторым возникают некоторые нюансы по поводу приложения нагрузки на конструкции.

При назначении нагрузки от пожарных машин необходимо иметь информацию и учитывать следующее:

- необходимо рассматривать нагрузку при движении, торможении и стоянки автоколонны;
- иметь информацию о базе пожарной машины, а так же о количестве колес по осям и площади пятна контакта шин с поверхностью (или марку шин).
- нагрузка будет прикладываться на покрытие в виде тележек с распределенной нагрузкой на поверхность несущей плиты;
- по тревоге на объект выезжает пожарный расчет в количестве не менее трех автомобилей, таким образом, необходимо задаться или иметь информацию о количестве расчетов поднимаемых по тревоге и машин в автоколонне;
- необходимо иметь данные или задаться расстоянием между машинами в автоколонне и при боевом построении на объекте;
- необходимо иметь информацию о скорости движения автотранспорта по стилобату, так как это влияет на величину коэффициента динамичности.

Виды и значение нормативных нагрузок от нагрузки пожарных машин на конструкцию эксплуатируемых кровель и стилобата

Наименование нормативного документа	Вид нагрузки	Значение нагрузки
ТКП EN 1991-2011* п.6.3.2.4, п.6.3.3	Равномерно распределенная или сосредоточенная нагрузка от по осевой развесовки автомобиля	В зависимости от общего веса автомобиля и категории зоны проезда
ТСН 31-332-2006 Санкт-Петербург. п.8.3.2 (г)	Равномерно распределённая по площади проезда/покрытия	30 кПа
ДБН В.2.2-24-2009	Равномерно распределённая по площади проезда/покрытия	25 кПа
МГСН 3.01-01	Сосредоточенная нагрузка от осей автомобиля	75 кН – две передние оси; 155 кН – две задние оси;

Такую информацию можно получить от специализированных организаций, однако информация зависит от типа и назначения здания, его габаритов с учетом высоты, а также от расстояния близкорасположенной пожарной части.

Стоит отметить, что наиболее неблагоприятное воздействие на покрытие будет:

- в местах стоянки пожарных машин, так как согласно схеме движения пожарного автотранспорта на конструкции покрытия могут предусматриваться места скопления пожарной техники, например, возле колодца с гидрантом;
- при резком торможении колонны пожарных машин; так как помимо вертикальной нагрузки появляется еще и горизонтальная;

При движении и торможении пожарной машины следует учитывать коэффициент динамичности, который увеличивает величину нагрузки. В соответствии с действующими нормативными документами [2] и [4], [7] и [8] (в зависимости по каким нормам выполняется расчет) предоставляется разные значение коэффициента динамичности. Однако к какому конкретному нормативному документу относится нагрузка от пожарной машины, находящаяся на покрытии строительной конструкции, вопрос остается актуальным.

Также не стоит пренебрегать ситуацией, когда проектируемый объект возможно будет использоваться в будущем для проведения учений пожарных подразделений в рамках готовности предотвращения чрезвычайной ситуации. В таком случае нагрузку от пожарной машины необходимо рассматривать не как особую, а как кратковременную. Вследствие этого возникают вопросы по выбору коэффициента надежности по нагрузке, а именно, применять значение коэффициента равному 1,5 как для переменной нагрузки в соответствии с СНБ 5.01.03 [12] или 1,2 как для транспортной нагрузки в соответствии с ТКП 45-3.02-232-2011 [4]. Также вопрос актуален при формировании сочетаний воздействий по выбору коэффициента сочетаний: применять понижающий коэффициент сочетания $\psi=0,9$, как для транспортной нагрузки или $\psi=1,0$, как для временной нагрузки.

Из представленного обзора видно, что процедура определения нагрузок от пожарных машин недостаточно освещена в Национальных нормах. В рамках дальнейших исследований целесообразно выполнить сравнение нагрузок, назначенных по различным рекомендациям на основании практического примера расчета для реального объекта с дополнительным анализом эффектов воздействий в особой расчётной ситуации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
3. ТКП 45-3.02-108-2008 (02250). Высотные здания.
4. ТКП 45-3.02-232-2011. Мосты и трубы.
5. ТКП EN 1991-1-7-2009. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия.
6. ТКП EN 1990-2011*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
7. ТКП EN 1991-1-1-2016. Еврокод1. Общие воздействия. Часть 1-1. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий.

ИССЛЕДОВАНИЕ ОТКРЫТЫХ ПРОФИЛЕЙ С БИМОМЕНТНЫМИ СВЯЗЯМИ.

КОНОНОВИЧ К. В., ДАВЫДОВ Е. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. За всё время развития расчёта и конструирования металлических конструкций, наиболее распространение получили конструктивные схемы из открытых тонкостенных профилей. По сравнению со стержнями закрытого профиля, они обладают преимуществами ввиду простоты изготовления и эксплуатации. Поэтому чаще всего применяются стержни незамкнутого профиля из прокатных двутавров, швеллеров и т.д., как в отдельности, так и в виде сложных составных сечений.

Однако, недостатком тонкостенных открытых профилей, по сравнению с закрытыми, является их низкая сопротивляемость крутящим моментам.

Усиление открытых профилей. Достаточно очевидно, что разработка и обоснование какого-либо конструктивного или иного метода, который позволит сохранить преимущества стержней открытого профиля и придать им преимущества стержней закрытых профилей (значительное увеличение сопротивления кручению) представляет большую ценность. Впервые такие мероприятия были предложены автором теории расчёта упругих стержней, профессором В.З.Власовым в его монографии [3]. Метод предложенный Власовым заключался в добавлении к стержням поперечных планок, закрепляющие продольные края от взаимного продольного смещения, тем самым значительно уменьшающие деформации поперечного сечения стержня при кручении. Так же в его монографии [3] был описан возможный метод расчёта тонкостенных стержней, усиленных планками.

В ЦНИПСе в 1993 г. профессором Д. В. Бычковым и кандидатом технических наук А. К. Мрощинским были проведены эксперимен-

ты, подтвердившие теорию Власова. Некоторые результаты этих экспериментальных исследований были представлены в [2].

Все перечисленные авторы в основном исследовали влияние бимоментных связей на сопротивление стержня кручению, а также влияние этих связей на возникновение напряжений от деформации сечения. Во всех исследованиях изучалась работа тонкостенных стержней с бимоментными связями при их работе на свободное кручение, стеснённое кручение или кручение с изгибом. Однако слабо освещённым остается вопрос о влиянии бимоментных связей на устойчивость тонкостенных открытых стержней при изгибе. По результатам исследований можно сделать вывод о значительном повышении крутильной жёсткости GI_k . Так как момент инерции стержня при свободном кручении имеет значительное влияние на устойчивость стержня при изгибе, можно сделать вывод о её повышении.

Так же остаются слабоизученными вопросы о влиянии бимоментных связей на изгибную жёсткость стержня, и местную устойчивость элементов сечения. Одним из недостатков упомянутых выше экспериментов является то, что испытания проводились на масштабных мелкогабаритных образцах, поэтому изучение поведения образцов выполненных в натуральную величину, так же представляет интерес.

Бимоментные связи могут использоваться для повышения крутильной жёсткости как при новом строительстве, так и при усилении уже существующих конструкций. Одним из примеров такого использования является разработанное авторами статьи усиление подкрановой балки сборочного цеха завода «Амкордор».

Согласно проведенному обследованию, прочность подкрановой балки была обеспечена, однако при проверке устойчивости, эти балки имели напряжения в 1.5 раза превышающие расчётное сопротивление. Основную часть из этих напряжений составляют напряжения от учёта потери устойчивости балки при изгибе использованием коэффициента φ_0 :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_p}{\phi_0 W_x} + \frac{M_T}{W_y} = \frac{34882}{0.399 \cdot 3719} + \frac{1168}{242} = \\ &= 32.126 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 25.26 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \end{aligned} \quad (1)$$

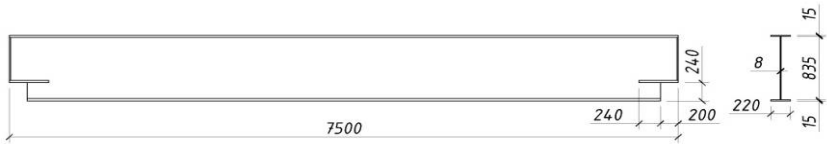


Рис. 1. Геометрические размеры усиленной балки

Сечение имеет следующие геометрические характеристики: $I_x=158\,037\text{ см}^4$, $I_y=2\,665\text{ см}^4$, $I_k=82,87\text{ см}^4$, $W_x=3\,718\text{ см}^3$, $W_y=242\text{ см}^4$.

Для обеспечения общей устойчивости авторами было предложено усиление бимоментными связями в виде раскосов, что должно было повысить жёсткость стержня при свободном кручении. Предлагаемое усиление представляет собой решётку из уголков 50×5, выполненных из стали С235, приваренных к полкам балки с одной стороны. Предложенный метод усиления обусловлен тем, что рядом с балкой возведены стены, что мешает размещению дополнительных конструкций, раскрепляющих балку из плоскости её работы, а так же каких-либо других конструкций повышающих её устойчивость. Предлагаемое усиление располагается со стороны к которой есть доступ для производства работ, и не препятствует технологическому процессу. Схема усиления представлена на рис. 2

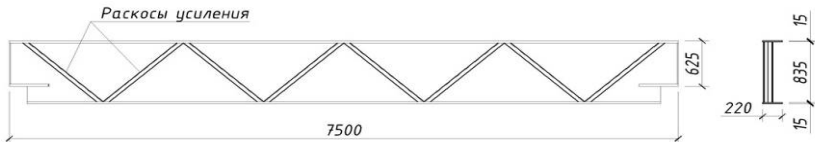


Рис. 2. Схема усиления балки

Для аналитического изучения, были построены три модели подкрановой балки в программе ANSYS.

Первая модель представляла собой балку постоянного сечения без изменения высоты сечения на опоре, а так же без рёбер жёсткости. Данная модель была необходима для сопоставления результатов моделирования с теоретическими результатами вычисления крутильной жёсткости по формуле:

$$I_k = \frac{\alpha}{3} \sum (t_i^3 b_i) \quad (2)$$

где α – коэффициент зависящий от вида сечения (для двутавров обычно принимается $\alpha = 1,3$)

t_i, b_i – толщина и ширина пластин, из которых состоит сечение соответственно.

Вторая модель была выполнена по чертежам подкрановой балки без усиления.

Третья модель выполнялась с усилением в виде раскосов.

Ко всем моделям прикладывались противонаправленные крутящие моменты по концам балки в $M_k=200$ Нм. Моменты создавались парой сил приложенных к верхнему и нижнему поясу. Для создания свободного кручения в торцах балок по середине высоты сечения моделировались выступающие участки стенки размерами 2×2 см, на нижние ребра которых накладывались ограничения перемещения по 3 осям. Такое закрепление не ограничивает деформации сечений, а так же позволяет точно обозначить центр кручения. Материал балок задавался как сталь С235 с модулем упругости $E=206$ ГПа и модулем сдвига $G=76,9$ ГПа.

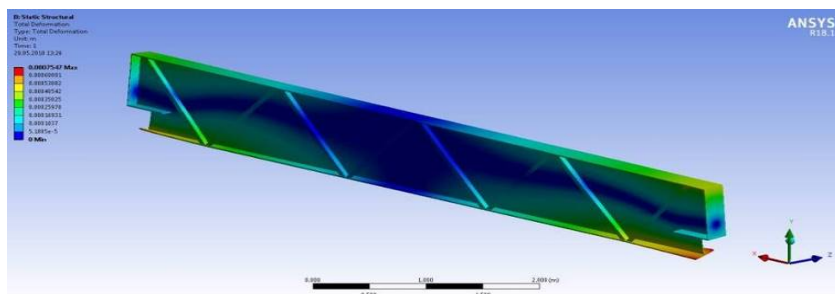


Рис. 3. Модель балки с усилением

После расчёта моделей определялся угол поворота сечения, и вычислялся момент инерции при свободном кручении по формуле:

$$I_k = \frac{M_k}{G\theta} \quad (3)$$

По результатам вычислений момента инерции при кручении была для всех моделей была составлена таблица.

Таблица

Модель	Угол поворота сечения, рад	Относительный угол закручивания, рад.	Момент инерции при свободном кручении, см ⁴	$I_k/I_k^{\text{теор}}$
Балка	0.0212	0.002826	92.01	1.11
Балка без усиления	0.0153	0.002035	127.79	1.54
Балка с усилением	0.0028	0.00037	702.84	8.48

Отношение полученного по первой модели момента инерции к вычисленному теоритически составляет 1,11. В исследованиях Д. В. Бычкова и А. К. Мрощинского указано, что коэффициент для двутавров $\alpha = 1,3$ принят усреднённым и имеет значения в пределах от 1,1 до 1,5. Экспериментальные исследования показали, что для двутавров с высотой сечения больше 500мм коэффициент α принимает значения близкие к 1,5 [2]. Учёт этого факта объясняет расхождение между результатами, полученными в модели с теоретическими в 11%. Поэтому, с достаточной уверенностью можно сказать о правильности моделирования балки и точности определения момента инерции при кручении для всех моделей, т.к. они имеют одинаковые условия закрепления и нагружения.

Используя полученные из модели балки с усилением данные о повышении момента инерции при кручении в 8,5 раз, можно сделать заключение о повышении её устойчивости по формуле:

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 = 1,54 \frac{702.84}{2665} \left(\frac{7500}{865} \right)^2 = 30.49, \quad (4)$$

$$\psi = 1.75 + 0.09 \cdot \alpha = 1.75 + 0.09 \cdot 30.49 = 4.49, \quad (5)$$

$$\varphi_b = \psi \frac{I_x}{I_y} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 0.865, \quad (6)$$

$$\sigma = \frac{M_p}{\varphi_b \cdot W_x} + \frac{M_T}{W_y} = \frac{34882}{0.865 \cdot 3718} + \frac{1168}{242} = 15.65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 25.26 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \quad (7)$$

Заключение. Исследования проведенные в этой области показывают, что бимоментные связи повышают крутильную жёсткость, что позволяет открытым профилям лучше сопротивляться закручи-

вающим нагрузкам. Однако, так же они повышают и устойчивость стержней при изгибе, что было показано в данной работе. Поэтому изучение этого вопроса, может оказать влияние на развитие как конструктивных методов усиления существующих конструкций, так и на создание новых конструктивных форм.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бычков. Д.В. Структура механических стержневых тонкостенных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1962. – 475 с.
2. Бычков. Д.В. Кручение металлических балок / Д.В. Бычков, А.К. Мрощинский. – М.: Государственное издательство строительной литературы, 1944.- 260 с.
3. Власов. В.З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Гос. издательство физико-математической литературы, 1959. – 568 с.
4. СНиП II-23-81* "Стальные конструкции. Нормы проектирования" М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2008 г. – 89 с.

УДК 624.131+624.15

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ ИХ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ПРИ ПРИМЕНЕНИИ РАЗЛИЧНЫХ ГРУНТОВЫХ МОДЕЛЕЙ

¹ЛОБАЧЕВА Н. Г., ²ГРИНЕВ В. В.

¹Полоцкий государственный университет
Новополоцк, Беларусь

²Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Постановка проблемы. В настоящее время в Республике Беларусь произошли существенные изменения в практике строительства и эксплуатации зданий. Увеличились требования к зданиям, в том числе к их надежности и долговечности. Все чаще возводятся здания в условиях плотной городской застройки.

Обеспечение надежности конструкций здания при минимальной затрате материалов определяется в большей мере степенью точности выбора грунтовой модели основания, наиболее правдоподобно от-

ражающей деформационные свойства конкретных грунтовых массивов. В современной строительной практике согласно нормативным документам [5, 8] расчет проводят по двум группам предельных состояний (по несущей способности и деформациям). Данными расчетами проверяют лишь предельные состояния при достижении которых конструктивные элементы сооружения, сооружение в целом или его основание перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям [1].

При расчете деформаций оснований при сравнении с нормативными жесткость сооружения обычно не учитывается, т. е. неравномерность осадок основания вычисляется без перераспределения нагрузок между фундаментами. В связи с этим выбор расчетных моделей грунтового основания является одним из наиболее важных этапов в проектировании.

Анализ последних достижений и публикаций. В [2, 3, 7] приведены особенности расчетных моделей оснований и зданий и методы оценки их жесткостных характеристик. Так же в данных работах показаны итерационные принципы учета совместной работы здания и основания и обеспечения надежности и долговечности зданий как элементов системы «основание-сооружение». В статье [6] даны рекомендации по выбору расчетной модели грунтового основания для каркасных зданий на плитном фундаменте. В книге [9] предложены различные виды конечных элементов, моделирующих основания и предложены примеры численного моделирования основания методом конечных элементов.

Цель работы. Сравнительный анализ работы ленточного фундамента при применении различных моделей грунтового основания с учетом взаимного влияния.

Метод исследования: описательный, анализ, математический, методы определения деформаций основания на основе решений теории упругости, методы расчета конструкций на деформируемом основании.

Основная часть. Необходимость учета свойств грунтовых оснований, зависящих не только от условий их естественного залегания, но и от напряженного состояния, привела исследователей к созданию большого количества различных моделей грунтового основания.

В данной работе будут рассмотрены некоторые из них:

- модель Винклера;
- модель упругого полупространства;
- модель коэффициента жесткости Клепикова, параметры которой были определены с учетом распределительной способности грунта, а также с учетом упругой и пластической составляющей осадки основания.

В модели местных упругих деформаций (модели Винклера) упругие свойства грунта характеризуются коэффициентом постели (пропорциональности) C_z , который предполагается постоянным по всей длине балки. Зависимость осадки балки от нагрузки линейна во всех диапазонах нагрузки, а отпор грунта при бесконечной жесткости балки постоянен по всей ее длине и равен [2]:

$$P_{zp} = c_s \cdot s \quad (1)$$

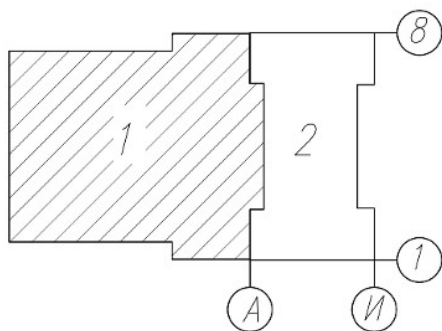
где S – средняя осадка балки.

Модель упругого полупространства является основной в механике грунтов и именно на ее основе разработаны методы расчета осадок, содержащиеся в нормах на проектирование оснований [5, 8]. Осадка основания вычисляется интегрированием по загруженной поверхности формулы Буссинеска, устанавливающей зависимость вертикальных перемещений упругого полупространства от действующей на этой поверхности сосредоточенной силы. Для ленточных фундаментов используются решения плоской и пространственной задачи. Так как для грунтов характерно наличие в большей степени остаточных деформаций, то модель упругого полупространства может применяться только на этапе однократного нагружения грунтового массива без последующей разгрузки, что и происходит в действительности. Применение теории линейного деформирования требует установления границы ее использования: среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать предела, при достижении которого зависимость $S = f(p)$ близкая к линейной.

Клепиков С.Н. [4] предложил модель переменного коэффициента жесткости, который определяется как отношение среднего расчетного давления $P(x)$ в точке x фундамента к осадке основания $S(x)$ в этой точке. Осадка основания $S(x)$ определяется общепринятыми методами (метод послойного суммирования, метод линейно дефор-

мируемого слоя). Распределение нормальных давлений по глубине в любой точке x в пределах подошвы фундамента находится с использованием метода угловых точек. При этом предполагается, что распределительными свойствами обладают только упругие деформации грунта, а пластические деформации этим свойством не обладают. В связи с этим общая осадка основания $S(x)$ разделяется на упругую $S_e(x)$ и пластическую $S_p(x)$, определяемые методом послойного суммирования с использованием соответственно модуля остаточных (пластичных) деформаций E_{pl} и модуля упругих деформаций E_{el} . Указанные модули определяются по результатам полевых испытаний грунтов штампами или лабораторных компрессионных испытаний с учетом траекторий нагружения и разгрузки. Учитывая изложенные особенности, коэффициент жесткости получается характеристикой не только физических свойств грунта, но и переменной, отражающей деформативность основания только под конкретным фундаментом или его участком.

Исходные данные для расчета. Здание – двухэтажное прямоугольной формы с симметрично выступающими объемами в плане. Габаритные размеры в крайних осях $\approx 30,0 \times 22,0$ м. Конструктивная схема здания – связевая. Основными несущими конструкциями служат продольные и поперечные стены. Пространственная жесткость здания во всех направлениях обеспечивается совместной работой наружных и внутренних стен здания. Фундамент ленточный из фундаментных блоков с отдельными монолитными участками. Здание имеет подвал. Ширина подошвы фундаментов наружных стен составляет – 700–1200 мм., внутренних – 700–1100 мм. Глубина заложения фундаментов составляет – 740–1290 мм. К стене по оси «А» в осях «1-8» в настоящее время пристроено монолитное железобетонное 8 – этажное здание с размерами в плане $\approx 30 \times 31,5$ м. (рис. 1). Фундамент нового здания – монолитная плита толщиной 600 мм. Отметки подошвы фундамента существующего и пристраиваемого здания находятся на одной отметке по высоте.



1. 8-ми этажное пристраиваемое здание.
2. 2-х этажное существующее здание.

Рис. 1. Схема существующего и пристраиваемого здания

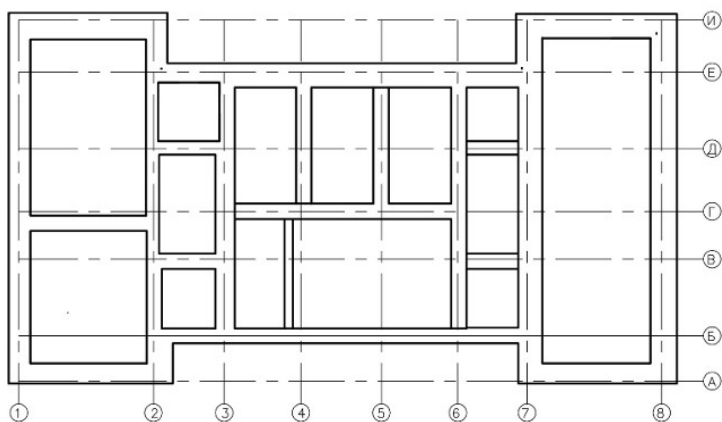


Рис. 2. Схема ленточных фундаментов существующего здания

В основании фундаментов по данным изысканий залегают пески средней прочности и прочные (ИГЭ-4,5,6,8,9,10). Под частью здания в осях «7-8» - «И» в основании фундаментов залегают супесь лессовидная средней прочности (ИГЭ-3).

Этап 1. Расчет осадок фундаментов и коэффициента жесткости основания по модели Винклера.

Таблица 1

Результаты расчетов осадки фундамента и коэффициента жесткости основания по модели Винклера

Фундаменты в осях	Средняя осадка S, м	Относительная осадка $\Delta S/L$, м	Коэффициент жесткости основания C_z , кН/м ³
«1-2» по оси «А»	0.0095	0.00003	19350
По оси «1»	0.0105	0.00015	21604.27
«1-2» по оси «И»	0.0021	0.00168	30602
По оси «2»	0.0087	0	24130.4
«2-7» по оси «Б»	0.0105	0.00012	21433.77
По оси «7»	0.0135	0.00052	18599
«7-8» по оси «И»	0.0199	0.00004	9683.67
По оси «8»	0.0197	0.00062	12619.93
«Б-Е» по оси «б»	0.0149	0.00062	15570.5
«2-7» по оси «Е»	0.0154	0.00072	15123.69

Этап 2. Расчет осадок фундаментов и коэффициента жесткости основания по модели упругого полупространства.

Таблица 2

Результаты расчетов осадки фундамента и коэффициента жесткости основания по модели упругого полупространства

Фундаменты в осях	Средняя осадка S, м	Относительная осадка $\Delta S/L$, м	Коэффициент жесткости основания C_z , кН/м ³
«1-2» по оси «А»	0.0145	0.000133	12702.8
По оси «1»	0.01839	0.000483	12377.67
«1-2» по оси «И»	0.0306	0.001667	6808
По оси «2»	0.02467	0.001411	9010.93
«2-7» по оси «Б»	0.01984	0.000333	11428.85
По оси «7»	0.03604	0.003139	7283.4
«7-8» по оси «И»	0.06398	0.002069	3035.67
По оси «8»	0.03339	0.001922	7794
«Б-Е» по оси «б»	0.0369	0.002575	6301.2
«2-7» по оси «Е»	0.05259	0.001628	3984.92

Этап 3. Расчет осадок фундаментов и коэффициента жесткости основания по модели Клепикова при соотношении $E_{c1}/E = 5$.

Таблица 3

Результаты расчетов осадки фундамента и коэффициента жесткости основания по модели Клепикова при соотношении $E_{c1}/E = 5$

Фундаменты в осях	Средняя осадка S, м	Относительная осадка $\Delta S/L$, м	Коэффициент жесткости основания C_z , кН/м ³
«1-2» по оси «А»	0.0124	0.00002	14805
По оси «1»	0.01497	0.00002	15030.8
«1-2» по оси «И»	0.0137	0.0004	15105.4
По оси «2»	0.0147	0.0004	14369.93
«2-7» по оси «Б»	0.0155	0.00028	14604.92
По оси «7»	0.0241	0.00152	10468.47
«7-8» по оси «И»	0.0389	0.00053	4978.167
По оси «8»	0.0301	0.00124	8423.933
«Б-Е» по оси «б»	0.0248	0.00136	9333.6
«2-7» по оси «Е»	0.0295	0.00127	7487.385

Выводы:

1. Грунты обладают распределительными свойствами. Эти свойства проявляются в форме влияния на осадки построенного здания нагрузок от вновь строящегося здания. В этой связи модель Винклера, не учитывающая распределительные свойства грунта, не может быть использована в качестве расчетной грунтовой модели для данного случая (рис. 3).

2. Выполненный анализ показал, что модель упругого полупространства существенно преувеличивает распределительные свойства грунта (рис. 5, 6).

3. Применение грунтовой расчетной модели Клепикова является наиболее приемлемой для данного случая. Применение расчетной модели основания в форме коэффициента жесткости Клепикова позволяет учесть, как деформации общего характера, распространяющиеся за пределы нагруженной площади, так и местные деформации, развивающиеся непосредственно под нагрузкой. При этом учитывается как линейная, так и нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями.

4. В данной работе при применении расчетной модели основания в форме коэффициента жесткости Клепикова было принято соотношение модуля упругой деформации к модулю общей деформации равное 5. При других соотношениях модулей можно получить результаты более близкие к модели Винклера ($E_{cl}/E > 6$) и модели упругого полупространства ($E_{cl}/E = 1$).

5. На основе расчетной модели основания в форме коэффициента жесткости Клепикова в дальнейшем будет разработана более приближенная к реальности модель грунтового основания для совместного расчета системы «основание – фундамент-верхнее строение» ПК «Ли́ра».

6. Однако стоит отметить, что выбор модели грунта зависит от множества факторов, например, грунтовых условий, условий нагружения и т. п. Поэтому выбор грунтовой модели необходимо выбирать отдельно под каждый расчетный случай.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Винников Ю.Л. Імовірнісні методи в геотехніці / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1(43). – С. 93–111.

2. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х томах. Том I. – Москва: Издательство АСВ, 2012.- 416 с.

3. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х томах. Том II. – Москва: Издательство АСВ, 2012.- 472 с.

4. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. - К.: НИИСК, 1996. – 204 с.

5. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения: ТКП 45-5.01-254–2012 (02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 102 с.

КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

ЛЮЦКО А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Сборные железобетонные колонны по сравнению с монолитными обладают существенными преимуществами. Важнейшими из них являются гарантированная прочность бетона и исключение нагружения бетона в раннем возрасте. В результате создается возможность существенно нарастить темп возведения здания. Вместе с тем в сборных колоннах необходимо выполнять стыки. Стыки колонн могут быть нескольких типов: с применением ванной сварки или с соединением на муфтах.

1. Стык сборных железобетонных колонн с ванной сваркой продольных стержней. Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. Стык колонн располагается на высоте 600-800 мм от уровня пола и осуществляется путем ванной сварки выпусков продольной рабочей арматуры с последующим омоноличиванием бетоном на мелком щебне. Концы колонн усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой. Этот стык имеет невысокую металлоемкость, и его технология отработана на практике. Однако, для его устройства, требуется достаточно сложное технологическое оборудование, обученный персонал и привлечение неразрушающего контроля – прозвучивание ультразвуком. Главным недостатком стыка является возникновение значительных по величине напряжений сжатия в бетоне из-за разогрева стержней при сварке.

2. Стык сборных железобетонных колонн с муфтовым соединением продольных стержней. Наиболее известные производители сборных железобетонных конструкций и их узловых элементов: PEIKKO Group (Финляндия); HALFEN-DEHA (Германия); ELEMATIC Group (Великобритания-Франция-США); ALABNIAH

(Саудовская Аравия); Т-Бетон (Россия). Разработано несколько вариантов узлов соединения стержней на муфтах. Башмаки колонн Reikko применяются для обеспечения прочности соединений колонн из сборного железобетона с фундаментами или стыков между колоннами. По сравнению с традиционными системами соединения они устанавливаются гораздо быстрее и проще. Возможность регулировки обеспечивает высокую точность установки и, соответственно, высокое качество сооружения.

Преимущества сборной системы HALFEN HCC с болтовым соединением состоят в быстром монтаже элементов. Необходимо только отрегулировать соединение, а затем прижать сильно; таким образом нет необходимости в монтажных подкосах.

Принцип следующий: башмак стойки бетонируется в сборную стойку, анкерные болты бетонируются при помощи шаблона в фундамент и при монтаже башмак и болты связываются между собой посредством гаек. После этого подошва стойки и оставшиеся пазы заполняются раствором.

Для снижения расхода стали и облегчения бетонирования колонн при диаметре арматурных стержней 20мм и более следует выполнять стыкование арматуры вторец с помощью ванной сварки или обжимными муфтами. При диаметре арматурных стержней до 20мм включительно арматура стыкуется внахлестку без сварки [1].

Выбор в пользу стыку продольных стержней монолитных колонн с применением сварки должен быть технически и экономически обоснован, и связан с технологическими возможностями строительной организации и возможностью организовать регламентированный контроль качества сварных соединений.

Стыковые соединения арматурных стержней без сварки с помощью обжимных муфт. Изготавливаются они из толстостенной холоднодеформированной трубы по ГОСТ 8734 [3]. Оборудование для механических соединений и использованием обжимных муфт представлено гидравлическими обжимными прессами СН-50/80, СН-90/80, ПП-А80.

Преимуществом соединения арматурных стержней с использованием обжимных муфт является экономия арматуры по сравнению со стыком внахлестку, несложность обучения и относительная быстрота выполнения стыка (до 10 минут) по сравнению со сварным стыком. Однако габариты и масса обжимного инструмента

могут затруднять использование обжимных муфт для стыкования стержней продольной арматуры монолитных колонн.

Резьбовые муфты для стыкования арматуры в основном представлены муфтами Lenton нидерландской фирмы ERICO. Они используются для стыкования арматурных стержней периодического профиля диаметром от 12 до 40 мм. При этом один из стержней должен свободно вращаться. Механические соединения выполняются путем нарезки конической резьбы на концах арматурных стержней и их соединение с помощью муфт.

Если для армирования колонн используется винтовой арматурный прокат, то в этом случае нарезка резьбы на концах арматурных стержней не требуется и стыкование арматурных стержней упрощается [4].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01-03. Бетонные и железобетонные конструкции – Минск, 2003, 139 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Минск, 2010, 191 с.
3. ГОСТ 8734. Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные.

УДК 624.014

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТРУБ НА ОСНОВЕ Т-ОБРАЗНОГО ЭЛЕМЕНТА

НАДОЛЬСКИЙ В. В., БОЯРИНЦЕВА Е. С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Обзор нормативной базы [1, 2] показал, что при большой распространенности фланцевых соединений на высокопрочных болтах, их методики расчета являются приближенными и обладают ограничениями по области применения [3]. Расчет фланцевых соединений стальных конструкций можно выполнить

согласно Рекомендациям по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций [1] или ТКП EN 1993-1-8-2009 «Стальные конструкции. Расчет соединений» [2]. При этом в данных стандартах недостаточно сведений о методах расчета фланцевых соединений элементов из труб. В настоящей статье предложена методика расчета фланцевого соединения элементов из труб, разработанная на основе эквивалентного Т-образного элемента, используемого в ТКП EN 1993-1-8-2009 [2] для расчета фланцевых соединений элементов из двутавров.

Расчет фланцевого соединения. Сопротивление фланцевого соединения определяется прочностью следующих компонентов:

- прочность и деформации фланца;
- прочность болтов на растяжение;
- прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к профилю.

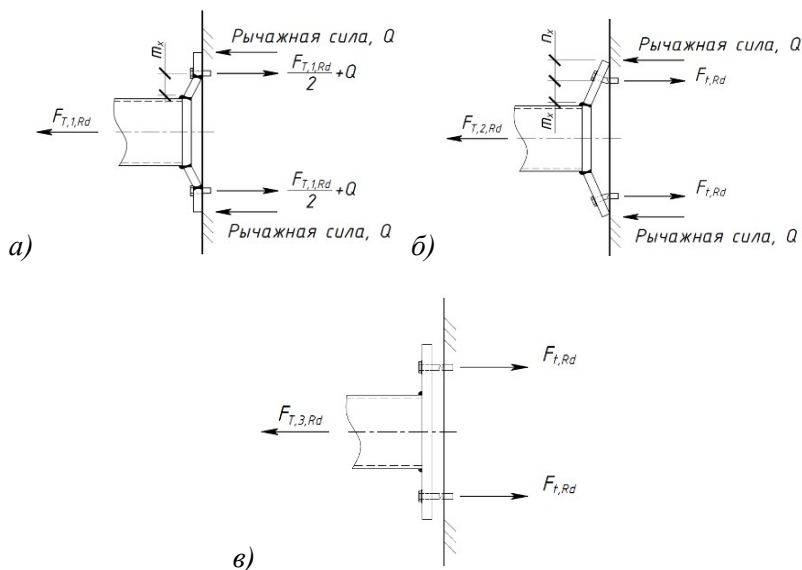


Рис. 1. Типы отказа фланцевого соединения в рамках методики Т-образного элемента:

- а) тип 1: полное развитие пластических деформаций во фланце;
 б) тип 2: разрыв болтов с развитием пластических деформаций во фланце;
 в) тип 3: разрыв болтов

В рамках предложенной методики сопротивление болтов и фланца определяется по методике Т-образного элемента, в которой линии текучести вокруг болтов преобразуются в "эквивалентную" расчётную длину Т-образного элемента. Более подробное описание методики Т-образного элемента можно найти в [4].

Расчётную несущую способность Т-образного элемента следует принимать равной наименьшей из трех возможных видов отказа:

Тип 1:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m_x} \quad (1)$$

Тип 2:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n_x \cdot \sum F_{t,Rd}}{m_x + n_x} \quad (2)$$

Тип 3:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (3)$$

где $M_{pl,i,Rd}$ – изгибающий момент эквивалентного Т-образного элемента, воспринимаемый фланцем в пластической стадии:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}}{4\gamma_{M0}}, \quad (4)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}}{4\gamma_{M0}}. \quad (5)$$

$l_{eff,1}$ – значение Σl_{eff} для отказа 1-го типа;

$l_{eff,2}$ – значение Σl_{eff} для отказа 2-го типа;

t_p – толщина фланца;

f_{yp} – предел текучести фланца (НП.1 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]);

γ_{M0} – коэффициент безопасности по материалу (НП ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]);

$F_{T,i,Rd}$ – потенциальная несущая способность i -го ряда болтов или группы болтов;

$F_{t,Rd}$ – расчётная несущая способность одного болта на растяжение;

m_x – расстояние от центра болта до сварного шва, включая 20 % катета сварного шва;

n_x – расчетное расстояние от центра болта до края элемента.

Для эквивалентного элемента консольной части фланца используем величины m_x и n_x .

Расчетное расстояние от центра болта до края фланца n_x принимается меньшим из значений:

$$n_x = \min(e_x; 1,25m_x) \quad (6)$$

Геометрические параметры, используемые в методике представлены на рис. 2.

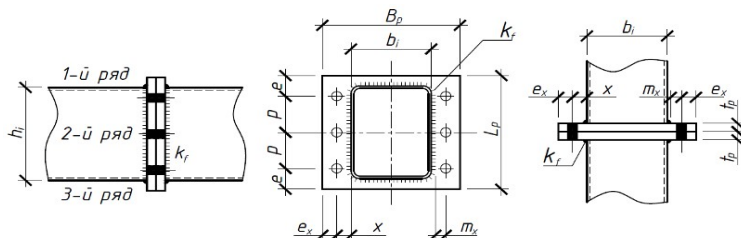


Рис. 2. Геометрические параметры фланцевого соединения

Для консольной части фланца:

$$m_x = x - 0,8k_f, \quad (7)$$

$$e_x = \frac{B_p - (b_i + 2x)}{2}, \quad (8)$$

$$e = \frac{L_p - \sum p}{2}, \quad (9)$$

где p – расстояние между центрами болтов или шаг болтов;

B_p – ширина фланца;

L_p – длина фланца;

k_f – катет сварного шва между стенкой замкнутого профиля и фланцем, здесь $k_f = a \cdot \sqrt{2}$

x – расстояние от центра болта до стенки профиля.

Вероятность возникновения эффекта рычага проверяется при сравнении деформации болта и деформативности эквивалентного элемента при заданной нагрузке, т. е. если зажимная длина болта L_b

меньше либо равна величине L_b^* , то возможно появление эффекта рычага:

$$L_b \leq L_b^*, \quad (10)$$

где L_b – удлинение болта длиной, равной зажимной длине (общая толщина материала стягиваемых элементов и шайб) плюс полусумма высоты головки болта и гайки;

L_b^* – деформативность элемента;

$$L_b^* = \frac{8,8m_x^3 A_s n_b}{\sum l_{eff,i} t_f^3}, \quad (11)$$

где m_x – принимается в соответствии с рисунком 2;

A_s – площадь сечения болта нетто;

n_b – количество рядов болтов (2 болта в ряду);

t_f – толщина фланца.

Для каждого ряда болтов эффективная длина эквивалентного элемента определяется по одной из возможных линий текучести, соответствующей размещению болтов. Данные линии текучести разработаны согласно рекомендациям ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]. При этом учитывалось различное количество болтов и возможное несимметричное их расположение.

Расчет соединения рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

1) Устанавливается расположение отверстий для болтов согласно требованиям п. 3.5 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]:

а) расстояние между центрами болтов или шаг болтов, p :

$$d_0 = d + 2 \text{ мм}, \quad (12)$$

$$p_{\min} = 2,2d_0, \quad (13)$$

$$p_{\max} = \min(14t; 200), \quad (14)$$

где d_0 – диаметр отверстия для болта;

t – толщина фланца.

б) расстояние от центра болта до края элемента, e , e_x :

$$e_{\min} = 1,2d_0, \quad (15)$$

$$e_{\max} = 4t + 40 \text{ мм}, \quad (16)$$

в) расстояние от центра болта до стенки гнуто-сварного профиля, x :

$$x \geq 1,2d_0, \quad (17)$$

2) Назначаются размеры фланца L_p и B_p согласно расположению болтов и сортаменту проката стали (рисунок 2):

$$L_p \geq 2e + \sum p, \quad (18)$$

$$B_p \geq b_i + 2 \cdot (x + e_x). \quad (19)$$

3) Уточняются параметры e и e_x и определяются m_x и n_x .

4) Эффективная длина эквивалентного элемента для группы болтов, l_{eff} . Для этого рассматриваются все возможные варианты образования линий текучести для группы болтов и выбирается наименьшая из них.

5) Определяется вероятность возникновения эффекта рычага. Находится зажимная длина болта L_b и величина L_b^* (таблица 6.2 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]):

$$L_b = 2t_p + t_{uu} + \frac{(t_{\sigma} + t_z)}{2}, \quad (20)$$

где $t_{uu} = 0,15d$ – толщина шайбы;

$t_{\sigma} = 0,7d$ – толщина головки болта;

$t_z = 0,8d$ – толщина гайки.

Если $L_b \leq L_b^*$, следовательно возможно появление эффекта рычага.

6) Изгибающий момент, воспринимаемый фланцем в пластической стадии $M_{pl,Rd}$.

7) Предельное усилие в группе болтов:

а) при полном развитии пластических деформаций во фланце, $F_{T,1,Rd}$.

б) при разрыве болтов, $F_{T,3,Rd}$:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{i,Rd} = n_b \cdot \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}. \quad (21)$$

где $k_2 = 0,9$ – коэффициент;

f_{ub} – номинальное значение временного сопротивления болта на растяжение (таблица 3.1 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]);

$\gamma_{M2} = 1,25$ – частный коэффициент безопасности несущей способности болта (п.6.6(1) ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]).

n_b – количество болтов в соединении.

в) при разрыве болтов и развитии пластических деформаций во фланце $F_{T,2,Rd}$.

Тогда

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}). \quad (22)$$

Если $F_{T,Rd} > N_{Ed}$, то несущая способность фланцевого соединения по прочности фланца и болтов обеспечена.

8) Несущая способность соединения по сварному шву $N_{w,Ed}$, кН:

$$N_{w,Ed} = F_{w,Rd} l_{eff}, \quad (23)$$

где $F_{w,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва, Н/мм.

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a, \quad (24)$$

где $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$ – сопротивление сварного шва;

f_u – номинальное значение временного сопротивления на растяжение более слабого соединяемого элемента (таблица НП.1 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]);

β_w – поправочный коэффициент (таблица 4.1 ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]);

$a = k_f / \sqrt{2}$ – эффективная толщина сварного шва;

$l_{eff,w}$ – эффективная длина сварного шва.

$$l_{eff,w} = 2h_i + b_{eff}, \quad (25)$$

где b_{eff} – эффективная ширина сечения замкнутого профиля.

$$b_{eff} = t_i + 2k_f + 7kt_p, \quad (26)$$

где $k = 1$.

Если $N_{w,Rd} > N_{Ed}$, то несущая способность фланцевого соединения по прочности сварного шва обеспечена.

Заключение. В статье предложен метод расчета фланцевых соединений из труб прямоугольного сечения, разработанный на основе методики Т-образного элемента [2]. Предложенная методика

представляет большой интерес так как является более универсальной и может быть адаптирована для фланцевых соединений с ребрами жесткости. Дальнейший интерес представляет анализ предложенной методики с существующими [1, 5, 6] и результатами, полученными посредством метода конечных элементов, а также дельнейшая модификация методики расчета фланцевых соединений с ребрами жесткости и различным расположением болтов по периметру трубы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций // СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. – Москва, 1988. – С. 6-19.
2. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений.: ТКП EN 1993-1-8-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – 2010.
3. Надольский, В.В. Европейская методика расчета фланцевого соединения элементов из труб / В.В. Надольский, Е.С. Бояринцева // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САП): сборник статей II Международной научно-технической конференции. – Брест: Издательство БрГТУ, 2018. – С.109-114.
4. Joints in Steel Construction: Moment Connections / The Steel Construction Institute // Silwood Park – Berkshire. – P. 1-25.
5. NCCI: Design models for splices in structural hollow sections // Access Steel. – 2010. – P. 1-8

СБОРНО-МОНОЛИТНАЯ КОНСТРУКТИВНАЯ СИСТЕМА КАРКАСНОГО ЖИЛОГО ДОМА. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ТЕХНОЛОГИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВО

ПЕНЯЗЬ М. А.

УКП «Бобруйскпроект»

Бобруйск, Беларусь

В республике Беларусь, за последнее 20 лет построено множество жилых домов различной этажности, комфортности и архитектуры. Практика проектирования и строительства этих домов базировалась как на сборном, так и на каркасе из монолитного железобетона, что позволило выявить преимущества и недостатки при массовом жилищном строительстве каждой из конструктивных систем.

Отличительной особенностью сборно-монолитных конструктивных систем является совместная работа элементов, которые различаются по жесткостным и прочностным характеристикам. В связи с этим, встает вопрос обеспечения их совместной работы для восприятия эксплуатационных и монтажных нагрузок. Очень часто встречаются случаи усиления монолитных вертикальных несущих элементов из-за каркаса низкой культуры строительства, низкого контроля качества и особенностей вертикального бетонирования элементов. Применение сборных заводских изделий позволяет исключить данное неблагоприятное явление.

Конструктивная система каркасного здания позволяет использовать наиболее гибкие объемно-планировочные решения. В сборно-монолитном каркасе сохранены все преимущества монолитных каркасных зданий, но использование сборных железобетонных колонн и диафрагм жесткости, позволит существенно ускорить сроки возведения зданий и улучшить качество и надежность несущих конструкций.

Выполненные расчеты, на примере проектирования 18-ти этажного жилого сборно-монолитного здания, показали, что наибольшие значения вертикальных сжимающих усилий в колоннах достигают 3720 кН. Для данных усилий несущая способность колонн будет

обеспечена за счет бетона класса С30/37 и армирования пространственным каркасом с вертикальной арматурой 4Ø32 S500.

Внутренние диафрагмы жесткости воспринимают 1320 кН/м, что позволяет обеспечить несущую способность железобетонной панели из бетона класса С25/30 с минимальным процентом армирования.

Сборно-монолитная конструктивная схема позволяет возводить здания до 25 этажей. При изменении шага колонн или при увеличении сечения колонн (500×500 мм) возможности данной конструктивной системы будут ограничены 32 этажами.

В данной конструктивной системе важным вопросом является обеспечение жесткости заделки плиты перекрытия между вертикальными диафрагмами жесткости, обеспечение необходимой анкеровки рабочей арматуры плиты перекрытия в опорной зоне, а так же обеспечение надежного и технологичного узла сопряжения сборных колонн каркаса с монолитным перекрытием.

Для соединения монолитного перекрытия со сборной колонной каркаса государственным предприятием (институт жилища НИПТИС им. Атаева С. С.) был разработан принципиально новый переход с монолитных колонн на сборные. Конструктивно этот переход представляет собой монолитную колонну с анкерами, на которые монтируется и крепится через центрирующую прокладку при помощи гаек сборная железобетонная колонна. Эта технология позволяет перейти в зимнее время при отрицательных температурах, с монолитных колонн на сборные. Данное конструктивное решение было применено при строительстве 18-ти этажного жилого дома в г. Бобруйске.

Были исследованы варианты рамного соединения вертикальных элементов каркаса и монолитного диска перекрытия. Если для стыка сборной колонны и монолитного перекрытия решение рамного узла возможно, и оно, по своей фактической сути, отличается от монолитного узла только большей податливостью, то решение со стыком диафрагм жесткости в виде полностью рамного узла не технологично. В процессе исследования были выполнены расчеты смешанного конструктивного решения, когда нижняя диафрагма жесткости соединяется рамным узлом с монолитным диском перекрытия, а верхняя диафрагма устанавливается на растворный шов и узел стыка работает как шарнирное соединение диафрагмы с колоннами.

Для оценки особенностей сборно-монолитной конструктивной схемы в сравнении с монолитной, на примере одного и того же

здания, выполним вариантные расчёты железобетонного каркаса 106-квартирного 18 этажного жилого дома (площадь здания равна 10 453,14 м²). Модель здания была построена в программном комплексе Autodesk Revit 2017. Расчёты выполнялись с использованием программного комплекса Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

Расчет как сборных железобетонных, так и монолитных элементов выполнен с учетом их совместной работы с другими элементами каркаса (например, с учетом совместной работы с монолитного перекрытия со сборными колоннами).

Для анализа вариантов проектирования монолитных перекрытий, была создана искусственная система, включающая в себя все выше перечисленные варианты при двухосном изменении шага опор. Отличительной особенностью сборно-монолитных конструктивных систем является совместное использование различных элементов, которые различаются по жесткостным и прочностным характеристикам. Принятая расчетная модель позволяет применить результаты расчета для подбора и анализа необходимого армирования монолитных дисков перекрытия с учетом их совместной работы в составе сборно-монолитного каркаса.

Использование рамного узла сопряжения несущих вертикальных сборных элементов и монолитного диска перекрытия позволяет повысить жесткость и надежность здания в целом.

Эффективность конструкций определяется их конструктивными системами, теория образования которых опирается на ряд прогрессивных принципов:

- рациональная схема расположения несущих конструкций;
- оптимальная технология изготовления конструкций;
- применение предварительно напряженных конструкций;
- создание конструкций, обеспечивающих наибольшую концентрацию материала, совмещение функций элементами;
- типизация конструктивных решений;
- обеспечение аэродинамической прочности и жесткости систем.

Общий расход бетона и стали на устройство железобетонного перекрытия складывается из соответствующего расхода этих материалов на плиты, ригели и колонны. Наибольший расход железобетона – около 65 % общего количества – приходится на плиты.

Технологичность, трудоемкость и продолжительность строительства во многом зависят от конструктивных решений, заложенных в проекте.

Количественно технологичность проекта отражается в затратах труда, машинного времени, материальных ресурсов и денежных средств на изготовление, транспортирование и монтаж строительных конструкций. Технологичность определяется сопоставлением показателей сравниваемой конструкции с типовой, или путем сравнения вариантов конструкций между собой.

Замена в каркасном здании монолитных колонн на сборные снижает стоимость конструкции на 11,5 %, а применение болтовых соединений позволит увеличить скорость монтажа сборной колонны в 2,2 раза, тем самым снизив трудоемкость по сравнению с монолитным вариантом на 84,3 % и стоимость на 8,4 %.

Замена в каркасном здании монолитных лестниц на сборный вариант эффективен как с точки зрения качества и трудоемкости, так и по окончательной стоимости их устройства.

Замена монолитных стен в каркасном здании на сборные дешевле в 2,13 раза, стоимость материалов дешевле лишь на 19 %. Основная экономия достигается на монтажных работах на строительной площадке – трудоемкость по сборному варианту меньше в 9,85 раза.

Наиболее технологичным решением при строительстве каркасных монолитных зданий является сборно-монолитная технология с применением сборных элементов для вертикальных конструкций – это колонны, стены, лестницы.

При переходе на сборные вертикальные несущие элементы сокращение сроков возведения здания снизится до 10 раз, а стоимость конструкций – снижается до 50 %. Рациональное армирование и применение современных решений по выполнению узлов сопряжения несущих элементов позволит сократить расход арматурной стали до 20 % по сравнению с монолитным каркасом.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гусаков А.А. Организационно-технологическая надежность строительства / А.А. Гусаков, А.В. Гинзбург. – М. SvR-Аргус, 1994. – 472 с.

2. Завадская Э.К. Системотехническая оценка технологических решений строительного производства. Л.: Стройиздат, 1991. – 256 с.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ДЕФОРМАЦИИ, ВОЗНИКАЮЩИЙ В ВЫСОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБАХ

ПИДЛОЖЕВИЧ А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Дымовые трубы являются распространенными, ответственными и дорогостоящими инженерными сооружениями, работающими в чрезвычайно тяжелых условиях: под воздействием высоких ветровых нагрузок, перепадов температуры и агрессивных дымовых газов, движущихся внутри трубы. Высота труб варьируется от 20 до 419,7 м. От агрессивности среды значительно снижается расчетный срок службы дымовых труб. Учитывая, что их средний возраст эксплуатации превышает 50 лет (а в некоторых случаях гораздо больше), возникает необходимость диагностики и осмотра сооружений.

Назначение промышленных дымовых труб. Промышленные дымовые трубы служат как для создания естественной тяги, так и для отвода дымовых газов в верхние слои атмосферы и рассеивания их до допустимых концентраций, которые регламентируются действующими санитарными нормами.

В соответствии с назначением труб, которые полностью обеспечивают тягу, создающую необходимый приток воздуха в рабочее пространство печи или топку, называются тяговыми.

Трубы, в которых создается принудительная тяга, предназначенная для эвакуации дымовых газов в верхние слои атмосферы, носят название отводящих. Многие трубы выполняют эти две функции одновременно. Примером могут служить дымовые трубы мартеновских печей в черной металлургии и отражательных печей в цветной металлургии, где применение дымососов невозможно из-за высоких температур отходящих газов, которые настолько запылены и содержат столько вредных, в основном сернистых соединений, что требуют высоты труб 80-120 м. В зависимости от материала дымовые трубы подразделяются на кирпичные, монолитные железобетонные, сборные железобетонные и металлические.

Расчет напряжений в арматуре. Для расчета горизонтальных сечений по несущей способности задаются сечением вертикальной арматуры f_s на 1 м длины окружности трубы и толщиной стенки ствола h и определяют напряжение в арматуре σ_s и в бетоне σ_c от собственной массы, расчетной ветровой нагрузки или сейсмических сил. Затем проверяют прочность полосы длиной 1 м с наветренной и подветренной сторон ствола на совместное воздействие собственной массы, нормативной ветровой нагрузки и температуры.

Если взять проекцию горизонтального сечения на плоскость xz (в координатах x, y, z), то совместное воздействие силы тяжести N и ветровой нагрузки q_0 можно представить себе как воздействие силы Nl , действующей на указанное сечение не по центру, а с эксцентриситетом e_{tot} , т. е. горизонтальное сечение ствола трубы при воздействии собственной массы и ветровой нагрузки испытывает внецентренное сжатие.

Рассмотрим напряжение, возникающее с наветренной и подветренной сторон трубы, предварительно приняв для упрощения расчета $r_a = r = (r_{вн} + r_{н})/2$, идущее в запас прочности сечения. Тогда площадь сжатой зоны бетона.

$$A_{cc} = 2rh\beta,$$

где β - половина угла, ограничивающего сжатую зону сечения.

Площадь всей растянутой арматуры $A_{s1} = \mu_1 2rh(\pi - \beta)$ и площадь всей сжатой арматуры $A_{s2} = \mu_1 2rh(\pi - \beta)$. Расстояние от центра кольца до центров тяжести площадей.

$$Ya = r \sin \beta / (\pi - \beta).$$

Напряжение в арматуре на уровне центра тяжести площади всей растянутой арматуры определяется по формуле.

$$\sigma_s = M_a / W_a,$$

где M_a - момент всех сил относительно центра тяжести площади сжатой зоны.

$$M_a = Nr(C_0 - \sin \beta / \beta),$$

где $e_{tot} = M_a/Nr$ -эксцентриситет приложения силы N ; W_a -момент сопротивления сечения по растянутой зоне, равный статическому моменту площади растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны:

$$Wa = A_s(Y_s + Y_c) = 2rh \mu(\pi - \beta)(\sin \beta / \pi - \beta + \sin \beta / \beta).$$

Вычисляя напряжение в арматуре с учетом значений M_a и W_a , после преобразований получим.

$$\sigma_{sH} = n_0 [C_0(\beta / \sin \beta) - 1] / \pi \mu_1$$

где $n_0 = N/2rh$.

Как следует из формулы, напряжение, возникающее в арматуре от воздействия внешних нагрузок, зависит от силы тяжести ствола трубы N над рассматриваемым сечением, эксцентриситета приложения этой силы e_{tot} , угла, разграничивающего сжатую и растянутую зоны сечения β , диаметра ствола в сечении ($2r$), толщины стенки h и количества продольной арматуры в стволе, характеризуемого коэффициентом μ_1 . При принятых значениях h и μ_1 и напряжение σ_{sH} является функцией e_{tot} и β .

Угол β , в свою очередь, также зависит от эксцентриситета e_{tot} и характеристики железобетонного элемента кольцевого сечения с распределенной по высоте арматурой s_1 .

Исходя из этого, напряжения в арматуре при воздействии на сечение ствола ветровой нагрузки и массы ствола могут быть определены методом последовательных приближений: задаваясь e_{tot} , находим угол и затем, зная изгибающий момент и необходимые величины, определяем e_{tot} , сравнивая его с ранее принятым.

Характер железобетонного элемента кольцевого сечения определяют по формуле.

$$s_1 = 1.5 \mu_1 n / \omega v_i \beta_0.$$

Если иметь в виду, что в зоне температур до 200 °С (обычно температура внутренней поверхности ствола не превышает 100 °С) $\omega v_i = 0,4$, а подавляющее большинство труб изготавливают из бетона класса С18/22,5 и арматуры периодического профиля класса А-III и $n = 6,35$.

$$s_1 = 23.8 \mu_1 / \beta_0,$$

$$s_1 = 23.8 \mu_1 / \beta_0,$$

здесь f_a – площадь арматуры; h_0 – расстояние от внутренней поверхности ствола до оси арматуры.

Относительный эксцентриситет e_{tot} приложения нормальных сил N определяют по формуле.

$$e_{tot} = M_B + M_{доп} / Nr \geq r_{яора} / r,$$

где $r = (r_n + r_{BH})/2$, для неослабленного сечения;

M_B -изгибающий момент, вызванный расчетной ветровой нагрузкой;

$M_{доп}$ -дополнительный изгибающий момент, вызванный собственной массой трубы из-за ее прогиба и крена фундамента;

N – продольная сила, создаваемая массой участка трубы.

На основании многочисленных анализов результатов расчетов кривизны, армированных монолитных железобетонных труб, можно сделать вывод, что с достаточным приближением, идущим в запас прочности, можно принять эпюру кривизны прямоугольной, а в качестве расчетной ординаты принять кривизну нижнего сечения трубы. Из этого следует, что с достаточной степенью точности кривизну трубы можно считать постоянной и определять по кривизне ее нижнего сечения.

В этом случае прогиб цилиндрической трубы f определяется формулой

$$f = x^2/2y,$$

где x – расстояние от основания трубы до расчетного сечения.

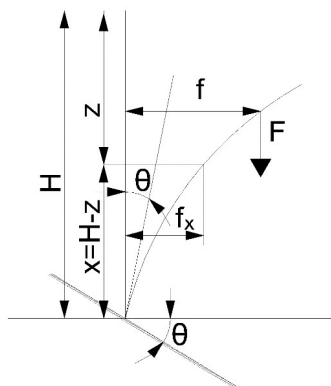


Рис. 1. Расчетная схема прогиба трубы от действия ветровой нагрузки с учетом крена фундамента

Подставив это выражение в формулу, определяющую значение дополнительного момента, произведя интегрирование и преобразования, получим:

$$M_{\text{доп}} = (FZ/6y) (3HZ - 2Z^2).$$

Входящее в это выражение произведение FZ — масса участка трубы с футеровкой над расчетным сечением, ничто иное, как нормальная сила N в этом сечении. Исходя из этого, можно записать, что

$$M_{\text{доп}} = NZ^2/6y (3H/Z - 2),$$

где Z — расстояние от верха трубы до расчетного сечения.

Результат получен, но следует учитывать, что увеличение изгибающего момента на величину $M_{\text{доп}}$ вызовет возрастание общего прогиба трубы, что повлечет за собой появление нового дополнительного момента $\Delta M_{\text{доп}}$, который, естественно, будет значительно меньше определенного ранее $M_{\text{доп}}$.

Как показывает анализ расчетов дымовых труб, отношение суммарного дополнительного момента к ветровому моменту в нижнем расчетном их сечении может быть принято равным 0,3, т. е.

$$K = M_{\text{доп}} / M_{\text{в}} = 0,3.$$

На основании сделанных выводов с учетом соответствующих корректив дополнительный момент, вызванный прогибом трубы от ветровой нагрузки, может быть рассчитан по формуле.

$$M_{\text{доп}} = (NZ^2/2y) (3H/Z - 2).$$

Однако дополнительные моменты в трубе могут возникать не только от ее прогиба под действием ветровой нагрузки, но также и от крена фундамента. При возникновении этого явления следует четко представлять его потенциальную опасность и учитывать, что предельно допустимое значение тангенса угла наклона фундамента $\text{tg}\theta$ не должно превышать 0,004.

Суммарный дополнительный момент с учетом всех факторов определяют по формуле.

$$M_{\text{доп}} = (NZ^2/5y) (3H/Z - 2 + 2,5y \text{tg}\theta/Z).$$

Основные характеристики, требуемые для надзора за высотными дымовыми трубами это максимальное отклонение трубы в верхней точке и период внутренних и внешних колебаний

Инклинометры широко применяются, к примеру, на сельскохозяйственных или строительных машинах, для контроля деформаций опор, балок различных сооружений и т. д. В зависимости от числа

осей, относительно которых может измеряться угол наклона, инклинометры могут быть одно-, двух- или трехосевые. Датчики угла наклона широко используются в системах позиционирования на производстве, контроля углов наклона тяжелых машин, в строительстве и т.д. Инклинометр в качестве выходной функции может иметь нормированный аналоговый выход (пропорциональный углу наклона), дискретный пороговый выход (задаваемый кнопками на корпусе) или же иметь цифровой CAN-интерфейс (что очень актуально для применений на подвижной технике). Изучены одно-, двух- и трехосевые инклинометры. Инклинометры данных производителей могут применяться как на производстве обладают прочными корпусами с максимальной степенью пылевлагозащиты и имеют широкий набор выходных сигналов для различных диапазонов измерения. Мониторинг собственной частоты колебаний и логарифмического декремента затуханий.

Для выявления изменений напряженно-деформированного состояния конструкций уже достаточно давно и особенно в последние 10-15 лет используются динамические методы зондирования зданий и сооружений, основанные на измерении периодов и логарифмических декрементов собственных колебаний зданий и сооружений.

Колебания зданий и мостовых сооружений могут возникать вследствие воздействия проводимых рядом строительных работ, движения различного транспорта или другими техногенными факторами. В связи с этим для высотных зданий возникает необходимость выявления изменений напряженно-деформированного состояния конструкций и локализации мест такого изменения с использованием других методов, позволяющих автоматизировать процесс измерений. Подсистема «Мониторинга собственной частоты колебаний и логарифмического декремента» позволяет в автоматизированном режиме сигнализировать о превышении допустимого уровня напряженно-деформированного состояния для предупреждения аварийно-опасных случаев.

**ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ БЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ, АРМИРОВАННЫЕ
СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ И МЕТАЛЛОПЛАСТИКОВОЙ
АРМАТУРОЙ**

ПОЛИТОВА В. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Исследования, проведенные в Институте строительства и архитектуры Госстроя БССР в 50–70-е годы прошлого столетия, убедительно показали, что применение СПА в несущих конструкциях возможно только при создании предварительного напряжения, так как модуль деформации стеклопластиковой арматуры в несколько раз меньше (в 4–6 раз), чем металлической.

Анализ результатов изготовления и испытания предварительно напряженных ребристых плит, балок, колонн, армированных СПА, показал, что СПА обладает высокой неоднородностью по деформативности и временному сопротивлению. Это зависит от технологии изготовления арматуры, количества стеклянных волокон, их качества и связующей эпоксидной смолы [1].

Опыты показали, что максимальная степень предварительного напряжения в СПА может быть в пределах 0,4–0,5 временного сопротивления, что незначительно сказывается на микротрещинообразовании в эпоксидном связующем.

СПА была изготовлена на лабораторной установке в ИСиА Госстроя БССР диаметром 4–10 мм. Более глубокое изучение потерь предварительного напряжения СПА в то время не было проведено. Однако исследования Ю.В. Кондратьевой показали, что кислотная среда pH значительно снижает физико-механические характеристики СПА. Стеклопластиковые стержни содержались в различных агрессивных средах на срок до 700 дней, через определенный промежуток времени определялась потеря прочности образцов. Агрессивной являлась среда твердеющего цемента. На 501 день потеря составила 25%, на 100 день – 35%, на 200 день – 40% и на 700 день – до 45% [6].

И.В. Подмостко [5] провел ряд опытов, по результатам которых предложил оценивать потери от релаксации в СПА зависимостью:

$$\sigma_{\text{ред}} = \sigma_0 \cdot 0,0075 \cdot t^{0,17}, \text{ МПа.}$$

В известной литературе отсутствует данные по релаксации напряжений в СПА в зависимости от диаметра, процентного содержания стеклянных волокон в сечении и степени создания предварительного напряжения.

Особо сложным вопросом для создания предварительного напряжения с СПА является устройство анкеров, и, хотя, сегодня разработано достаточно много вариантов, наиболее эффективным является сцепление с помощью бетона. Таким образом, определение потерь предварительного напряжения в бетонных конструкциях, армированных СПА, требует более глубокого анализа, и напряжения равные 0,4–0,5 временного сопротивления могут быть понижены за счет потерь, особенно при эксплуатации в кислотной среде рН.

В опытах, которые были проведены совместно с БрГТУ и БНТУ с созданием предварительного напряжения конструкций с применением самоупрочающегося бетона, армированных СПА, была показана эффективность этой технологии. В-первую очередь, это объясняется тем, что при бетонировании конструкции с применением самоупрочающегося бетона отпадает необходимость устраивать специальные анкера на концах стержней, так как самоупрочение обеспечивает необходимое сцепление арматуры с бетоном [2].

Опыты показали [2,3], что применение СПА в предварительном напряжении бетонных конструкций возможно только в варианте смешанного армирования, т. е. наличие в рабочем сечении металлической арматуры. В этом случае в изгибаемых элементах удастся избежать концентрации напряжений только в одном сечении и добиться более равномерного распределения трещин по длине изгибаемых элементов [2].

Структурный недостаток СПА может быть компенсирован путем введения в сечение СПА металлической проволоки с различным временным сопротивлением.

Опыты, проведенные В.В. Талецким [4] при испытании шпал, показали, что металлопластиковая (МПА) может быть использована в несущих конструкциях без создания предварительного напряжения с применением определенного класса бетона. В этом случае

модуль упругости арматуры повышается почти в 2 раза и составляет 100×10^3 МПа. Обычное, без предварительного натяжения, армирование приводит к равномерному образованию трещин в растянутой зоне сечения. Расчетами было установлено, что ширина раскрытия трещин в растянутой зоне сечения под рельсовой площадкой и сечения в середине шпалы под нагрузкой не превысит 0,4 мм. После снятия действующей нагрузки трещины закроются.

Наши опыты, проведенные с МПа диаметром 6,4 мм с введением в сечение проволоки диаметром 0,7 мм, временное сопротивление которой 240 МПа, показали, что до достижения относительных деформаций, равных 0,2%, т. е. до начала текучести проволоки, модуль упругости МПа повышается в 2 раза. Однако после достижения этой величины модель упругости возвращается к значению, равному обычной СПА. Это говорит о том, что учитывая недостатки СПА и возможности предварительного напряжения, равные 0,4–0,5 от временного сопротивления, при введении в сечение металлической проволоки удастся на этом этапе обеспечить работу арматуры со значительным снижением потерь предварительного напряжения. Не исключено, что влияние потерь от кислотной среды рН будет уменьшено.

Проведенный анализ показал, что для внедрения металлопластиковой арматуры в строительстве необходимо выполнить дополнительные исследования, включающие:

- 1) контроль потерь предварительного напряжения на всех этапах изготовления конструкции, обратив особое внимание на потери в кислотной среде рН, потерь от релаксации напряжений в зависимости от физико-механических характеристик СПА;

- 2) исследовать процентное соотношение в сечении арматуры с металлической проволокой и стеклянных волокон, качества связующего;

- 3) изучить область эффективного применения МПа в различных типах несущих ненапрягаемых бетонных и с созданием предварительного напряжения конструкциях.

Для разработки методики расчета прочности и трещиностойкости сечения до разрушения необходимо провести серию испытаний изгибаемых конструкций с переменным процентом армирования, различными классами бетона и технологиями изготовления.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопласт-бетонные конструкции / Н. П. Фролов – М. : Стройиздат, 1980.
2. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой : утв. М-вом архитектуры и строительства Респ. Беларусь 28.11.2014. – Минск : ГП «Института жилища – НИИПТИС им. Атаева С.С.», 2014.
3. Семенюк, О. С. Собственные деформации и самонапряжения элементов из напрягающего бетона при его расширении в условиях осевого ограничения: дис ... канд. техн. наук: 2017 / О. С. Семенюк. – Брест, 2017.
4. Талецкий, В.В. Увеличение модуля упругости стеклопластиковой арматуры / В. В. Талецкий // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства: сборник научно-технических статей (материалы научно-технического семинара), 22-23 мая 2013 г. В 2 ч. Ч. 1 / ред. колл.: В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013. – С. 130-136.

УДК 624.046.02

ОБЗОР МЕТОДИК ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОМПОЗИТОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ПОЧЕБЫТ А. А.

Гродненский государственный университет имени Янки Купалы
Гродно, Беларусь

Вопросами армирования бетонных конструкций стержнями из композитной арматуры занимаются исследовательские центры по всему миру: Институт бетона Америки (The American Concrete Institute), Японское сообщество гражданских инженеров (Japan Society for Civil Engineers) и другие исследовательские группы, например, в Канаде, Италии и др. На основании комплексных исследований, проведенных к настоящему времени, разработаны и совершенствуются нормативные документы по вопросам проектирования

и расчета бетонных строительных конструкций, армированных композитными стержнями: АСІ 440.1R-15 (США) [1], fibBulletin 40 (Евросоюз) [2], CAN/CSA-S806-02 (Канада) [3], СП 63.133320.2012 (Россия) [4], ДСТУ-Н (Украина) [5], CNR-DT 203/2006 (Италия) [6]. В Беларуси отсутствуют нормативные документа, регулирующие производство и применение композитных материалов. Применение осуществляют на основе данных испытаний производителей данной арматуры.

Высокая деформативность композитной рабочей арматуры фактически не позволяет производить большинство конструкций, которые привычно выполняются в железобетоне. Фактически, для композитной арматуры отношение прочности к жесткости на порядок больше, чем у стали, и это влияет на распределение напряжений вдоль рабочей высоты.

Если учесть, что в качестве сжатой композитную арматуру использовать невозможно, то расчет и конструирование композитобетонных конструкций не могут выполняться по методикам, справедливым в отношении железобетона. Уравнения равновесия, действительные в отношении сечений со стальной арматурой, совершенно не работают в отношении сечений с арматурой, имеющей значительно более низкий модуль упругости [1].

В настоящее время предлагаются рекомендации, регулирующие проектирование композитобетонных конструкций главным образом, в виде модификаций существующих документов для железобетонных конструкций. Основные гипотезы, заложенные в основу расчета композитобетонных изгибаемых элементов для рассматриваемых норм и рекомендаций [1 – 6].

- гипотеза плоских сечений выполняется на всех этапах работы сечения;
- присутствует совместная работа композитной арматуры и бетона;
- бетон в растянутой зоне не учитывается;
- композитная арматура работает по линейно-упругой диаграмме до разрушения.

В мировой практике композитобетонные конструкции рассчитываются по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности. При расчете по предельному состоянию несущей способности, как и для железобетонных конструкций,

выделяют два основных расчетных случая: разрушение по растянутой арматуре и разрушение по сжатому бетону. Расчетный случай разрушения в нормативных документах [1 – 6] определяется при сопоставлении величин фактического (ρ_f) и сбалансированного (ρ_{fb}) процента армирования.

Расчет в соответствии с ACI 440.1R-06 [1]. Основные принципы расчета прочности в соответствии с ACI 440.1R-06 [1] указывают на то, что расчетная прочность на изгиб в сечении конструктивного элемента должна превышать расчетный момент.

$$\varphi M_n \geq M_u \quad (1)$$

Расчетная прочность на изгиб определяется как номинальная прочность на изгиб конструктивного элемента, умноженная на коэффициент понижения прочности (φ). Расчетный момент определяется как момент, рассчитанный посредством использования расчетных нагрузок.

Ввиду того, что композитная арматура не обладает пластичными свойствами, сбалансированный коэффициент армирования рассчитывается с использованием расчета прочности на разрыв.

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (2)$$

Если коэффициент армирования меньше, чем сбалансированный коэффициент армирования ($\rho_f < \rho_{fb}$), происходит разрушение по композитной арматуре. В противном случае ($\rho_f > \rho_{fb}$) происходит разрушение по бетону.

При разрушение по сжатому бетону распределение нагрузок в бетоне приближено к эпюре с равномерным распределением напряжений по высоте сжатой зоны. Композитная арматура обладает линейно-упругим поведением при разрушении бетона, поэтому напряжения в композитной арматуре, не достигнут своих предельных значений.

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \left(1 - 0,59 \frac{\rho_f f_f}{f_c'} \right) b d^2 \quad (3)$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0,85 \frac{\beta_1 f_c'}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu}}. \quad (4)$$

При разрушении по растянутой арматуре бетон не достигает максимальных деформации, в этом случае прямоугольная эпюра распределения напряжений бетона не применяется. В данном случае, понадобится использовать эквивалентную эпюру напряжений, которая описывает распределение напряжений в бетоне при достижении определенного уровня деформации.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 C_b}{2} \right), \quad (5)$$

$$C_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} d. \quad (6)$$

В указанных руководствах рекомендуется проектировать конструкции с разрушением по бетону.

Расчет в соответствии с fib Bulletin 40. В основе расчета несущей способности используется EN 1992.

$$M_n \geq M_u. \quad (7)$$

Как и в ACI [1], характер разрушения определяется в зависимости от величин фактического и сбалансированного коэффициента армирования. Величина сбалансированного процента армирования зависит от механических свойств композитной арматуры и бетона и рассчитывается из выражений, полученных с учетом уравнения равновесия внутренних сил.

$$\rho_{fb} = \frac{0,81(f_{ck} + 8) \varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}. \quad (8)$$

В случае разрушения по сжатому бетону значение предельного разрушающего изгибающего момента определяется исходя из прочности бетона сжатой зоны с последующей проверкой условия исключения разрушения от разрыва арматуры.

$$M_u = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right), \quad (9)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_f} \quad (10)$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta\alpha_{cc}f_{ck}\lambda\varepsilon_{cu}}{\gamma_c\rho_f E_f}}}{2} \quad (11)$$

В случае разрушения по растянутой арматуре, предварительно необходимо определить величину деформации сжатого бетона, исходя из этого, определяется относительная высота сжатого бетона.

$$M_n = \frac{A_f \cdot f_{fk}}{\gamma_f} \left(1 - \frac{\xi}{2}\right), \quad (12)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{fu}} \quad (13)$$

Расчет в соответствии СП 63.13330.2012. Существующие нормы расчета в РФ по структурному содержанию не отличаются от европейских норм. Расчет конструкций без предварительного напряжения композитной арматуры по предельным состояниям первой группы выполняют по указаниям для железобетонных конструкций, при этом в расчетные зависимости вместо характеристик и параметров стальной арматуры подставляют соответствующие характеристики и параметры композитной. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны, при котором предельное состояние конструкции наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре, напряжения равного расчетному сопротивлению определяется по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{f,ult}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (14)$$

При $x > \xi_R h_0$ высота сжатой зоны определяется по следующим формулам:

$$x = \sqrt{(0,5\mu_f\alpha_{f2}h_0)^2 + \mu_f\alpha_{f2}\omega h_0^2} - 0,5\mu_f\alpha_{f2}h_0, \quad (15)$$

$$\mu_f = \frac{A_f}{bh_0}; \alpha_{f2} = \frac{E_f}{E_{b2}}; E_{b2} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b2}} \quad (16)$$

В противном случае:

$$x = \frac{R_f A_f}{R_b b} , \quad (17)$$

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) . \quad (18)$$

Проект украинских норм ДСТУ [5] и действующие итальянские нормы CNR [6] предлагают выполнять расчеты согласно действующих норм расчета железобетонных конструкций, заменяя характеристики стальной арматуры на неметаллическую. Специальных расчетных зависимостей нормами не вводится. В итальянских нормах введено дополнительное условие надежности – ограничение предельных деформаций композитной арматуры.

Основное отличие существующих методик расчета композитобетонных изгибаемых элементов заключается в принципах обеспечения надежности. Так в американских стандартах понижающий коэффициент ϕ применяется к моменту, в стандартах, по Еврокоду, с помощью частных коэффициентов надежности по материалу и нагрузкам.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Guide for the Design and Construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars: ACI 440.1R-15 – Farmington Hills: MI. ACI, 2015. – 88 p
2. FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3: fib bul. 40 – Lausanne, Switzerland: fib, 2007 – 151 p.
3. Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers: CAN/CSA–S806–02 – Toronto, Ontario, Canada: CSA, 2002
4. Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования: СП 63.13330.2012 – М.: Минрегион России, 2013 – 94 с.
5. Настанова з проектування та виготовлення бетонних виробів і конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальтового і скло ровінгів: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – Киев, Минрегион Украины, 2011 – 28 с.

ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ БЕТОНА НА КОНТАКТНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ

РАК Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Анализ результатов экспериментальных исследований бетонных элементов при местном сжатии показал, что в большинстве исследований внимание уделялось изучению несущей способности. Лишь в отдельных исследованиях [1-8] изучались так называемые контактные деформации при местном сжатии, под которыми принято понимать перемещения жесткого штампа относительно некоторой условной плоскости, расположенной на удалении от плоскости контакта равном глубине активной зоны деформаций.

В.М. Поздникин [1] исследовал контактные деформации при кратковременном местном сжатии круглыми штампами фундаментных блоков размерами 240×580×500 мм, изготовленных из бетонов с прочностью кубов со стороны 200 мм равной 17 и 25 МПа.

Ю.В. Коваль под руководством И.А. Русинова [2] исследовал контактные деформации при концентричном кратковременном и длительном местном сжатии на призмах и кубах, изготовленных из бетонов различной структуры (бетон на фосфорном щебне с прочностью на сжатие 40 МПа, тяжелый трехкомпонентный бетон с прочностью на сжатие 35–58 МПа). Кроме того, в небольшом количестве исследовались контактные деформации на кубах, изготовленных из мелкозернистого бетона с прочностью на сжатие 67 МПа и тяжелого трехкомпонентного бетона с прочностью на сжатие 73–81 МПа. Поперечные размеры образцов 100×100 мм, 150×150 мм и 200×200 мм. Размеры штампов 50×50 мм, 75×75 мм, 92×92 мм.

К. Lieberum, Н. Reinhardt [3] изучали контактные деформации при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 13–32 мм цилиндров диаметром 400 мм и высотой 450 мм, изготовленных из бетонов с прочностью на сжатие 29–57 МПа. Для предотвращения раскалывания бетона цилиндры

по высоте 275 мм от верхнего торца были армированы замкнутыми хомутами радиусом 185 мм из арматуры диаметром 8 мм, установленными с шагом 50 мм.

Н.А. Рак [4,5] исследовал контактные деформации опорных участков железобетонных конструкции, изготовленных из бетона с прочностью на сжатие 38 МПа. Была проведена серия из 32 испытаний стальными штампами опытных образцов опорных участков стропильной конструкции, в которых варьировались размеры и расположение штампа, а также вид основания под штампом.

H. Reinhardt, R. Koch [6] исследовали прочность при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 40, 60 и 120 мм бетонных цилиндров диаметром 190 мм и высотой 400 мм, изготовленных из бетонов с прочностью на сжатие 58–108 МПа.

S.Klotz [7] провел экспериментальные исследования на местное сжатие при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 30, 50, 70,7 и 100 мм прямоугольных призм размерами 200×200 мм и высотой 400 мм, изготовленных из бетонов с цилиндрической прочностью на сжатие 62–150 МПа. Испытывались призмы при без косвенного армирования, с косвенным спиральным армированием, с фибровым армированием при отсутствии и наличии косвенного спирального армирования.

В проведенных под руководством автора в 1998–2000 гг. на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета экспериментальных исследованиях [8] были целенаправленно изучены контактные деформации высокопрочного тяжелого бетона при местном сжатии. Исследования производились на бетонных призмах размерами 100×100×400 мм и 150×150×600 мм, изготовленных из бетона с кубиковой прочностью 83–96 МПа (I и III серии) и 62–72 МПа (II серия). При испытании образцов I и II серий нагрузка на образцы прикладывалась на бетон через штампы, имеющие размеры 10×10, 20×20, 40×40, 60×60 мм для призм размерами 100×100×400 мм, а также 15×15, 30×30, 60×60, 90×90 мм для призм 150×150×600 мм. Отношение размера штампа к поперечному размеру призмы изменялось для каждого размера призм в диапазоне от 0,1 до 0,6.

Следует отметить, что исследования [1–8] выполнялись на элементах из тяжелого бетона. В исследованиях элементов из легкого бетона [9–13] изучались только их несущая способность.

В связи с этим в проведенных под руководством автора в 2008–2012 гг. на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета экспериментальных исследованиях [14–16] были целенаправленно изучены контактные деформации керамзитобетонных элементов при местном сжатии. Программа исследований контактных деформаций включала в себя испытание неармированные призмы трех типоразмеров (150×150×150 мм, 200×200×200 мм и 300×300×300 мм) с отношением высоты к размеру поперечного сечения, равному 2. Призмы с размером 150×150×150 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1320 и 1740 кг/м³, испытывались концентрично штампами с размерами 30×30, 60×60, 90×90, 120×120 мм. Призмы с размером 200×200×200 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1375 и 1750 кг/м³, испытывались концентрично штампами с размерами 20×20, 40×40, 80×80, 120×120 мм. Призмы с размером 300×300×300 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1370 и 1770 кг/м³, испытывались концентрично штампами с размерами 30×30, 60×60, 90×90, 120×120 мм. Таким образом, отношение размера штампа к поперечному размеру призмы изменялось в диапазоне от 0,1 до 0,8.

Проведенные под руководством автора исследования [8, 14–16] позволили получить экспериментальные данные об изменении напряженно-деформированного состоянии тяжелого бетона и керамзитобетона по мере увеличения нагрузки и показали, что зависимость контактной деформации от напряжения под штампом близка к линейной. При этом экспериментальные значения контактных деформаций значительно превышают значения, получаемые при расчете в предположении упругой работы бетона. Это свидетельствует о появлении значительных пластических деформаций в бетоне, что следует учитывать в расчетах.

Такой учет может быть осуществлен только на основе деформационной модели расчетной модели, которая базируется на использовании диаграмм деформирования бетона при осевом сжатии, трансформированных с учетом сложного напряженного состояния в области действия местной нагрузки.

Методика трансформирования диаграммы деформирования бетона осевом сжатии для условия расчета контактных деформаций.

В статье автора [17] предложена методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии с использованием трансформированных диаграмм бетона при многоосном напряженном состоянии. В данной статье указанная методика откорректирована с целью применения согласно п.3.1.5 [18] при статических расчетах конструкций из бетонов различных видов при условии применения средних характеристик материалов.

Указанная методика основана на применении трансформированной для условий многоосного сжатия диаграммы деформирования бетона, описанной следующей аналитической зависимостью, связывающей сжимающие напряжения $\sigma_c(x)$ и относительные деформации $\varepsilon_c(x)$

$$\frac{\sigma_c(x)}{f_{cm,c}(x)} = \frac{k_t(x) \cdot \eta_t(x) - \eta_t^2(x)}{1 + [k_t(x) - 2] \cdot \eta_t(x)}, \quad (1)$$

где $f_{cm,c}(x)$ – прочность бетона при многоосном сжатии (МПа);

$$\eta_t(x) = \frac{\varepsilon_c(x)}{\varepsilon_{c1}(x)};$$

$\varepsilon_{c1}(x)$ – относительная деформация (в ‰), соответствующая пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования;

$$k_t(x) = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}(x) / f_{cm,c}(x);$$

E_{cm} – модуль деформаций бетона при осевом сжатии (ГПа), определяемый для тяжелого бетона по таблице 3.1 [18], а для легкого бетона с учетом дополнительного коэффициента η_E , определяемого по формуле 11.2 [18] в зависимости средней плотности бетона.

Значение относительной деформации $\varepsilon_{c1}(x)$ (в ‰) рекомендуется определять по зависимости

$$\varepsilon_{c1}(x) = \omega_\varepsilon(x) \cdot \varepsilon_{c1}, \quad (2)$$

где ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы бетона при осевом сжатии (для тяжелого бетона

по таблице 3.1 [18], а для легкого бетона по формуле таблицы 11.3.1 [18] с учетом дополнительного коэффициента η_E ;

$\omega_\varepsilon(x)$ – коэффициент, учитывающий повышение деформаций бетона при местном сжатии, который для случая концентричного нагружения рекомендуется определять по формуле

$$\omega_\varepsilon(x) = \omega_u^2(x), \quad (3)$$

где $\omega_u(x)$ – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии, определяемый по формуле

$$\omega_u(x) = \frac{f_{cm,c}(x)}{f_{cm}} = 1 + k_c \cdot k_f \cdot \psi_c(x). \quad (4)$$

В формуле (4) k_c – коэффициент эффективности бокового обжатия при местном сжатии (принимается равным 12,5 для тяжелого бетона и 9,5 для керамзитобетона); k_f – коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия (при равномерном обжатии принимается равным 1,0), $\psi_c(x)$ – коэффициент, учитывающий относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном.

Коэффициент ψ_c определяется по формуле

$$\psi_c(x) = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(x)}} - 1 \right) \geq 0,07 \cdot \left(\sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(x)}} - 1 \right). \quad (5)$$

В формуле (5) f_{ctm} – среднее значение прочности бетона на осевое сжатие, f_{cm} – среднее значение прочности бетона на осевое растяжение; $A_c(l)$ – площадь нагружаемой плоскости элемента; $A_c(x)$ – нагруженная площадь бетона.

Распределение сжимающих напряжений вдоль вертикали, проходящей через центр жесткого штампа, нами рекомендуется определять с учетом линеаризации эпюр напряжений в пределах выделяемого потока напряжений (на рис. 1 представлен наиболее часто встречающийся случай расположения штампов на торце бетонного образца – концентричное приложение нагрузки)

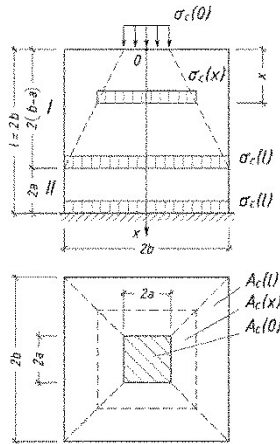


Рис. 1. Характер распределения напряжений при концентричном приложении нагрузки

При этом принято, что независимо от места расположения штампа поток напряжений действует внутри усеченной пирамиды, верхним основанием которой является площадь штампа, а боковые грани наклонены под углом к вертикали $\varphi = \arctan(1/2)$.

В первой зоне напряжения изменяются по мере удаления рассматриваемого сечения от загруженного торца элемента могут быть определены по зависимости

$$\sigma_c(x) = \sigma_c(0) \cdot A_c(0) / A_c(x) = \sigma_c(0) \cdot 4 \cdot a^2 / (2 \cdot a + x)^2.$$

Во второй зоне напряжения остаются постоянными и равными

$$\sigma_c(x) = \sigma_c(0) \cdot A_c(0) / A_c(l) = \sigma_c(0) \cdot a^2 / b^2.$$

Приведенные выше формулы позволяют однозначно определить распределение напряжений в сечении и дают возможность определить осадку штампа по отношению к некоторой плоскости бетонного образца, считающейся условно несмещаемой. В качестве такой плоскости можно принять любую из плоскостей, расположенных в зонах удаленных от загружаемого торца настолько, что напряжения в сечении можно считать постоянными. В дальнейшем будем считать, что указанная плоскость расположена на расстоянии $2 \cdot b$ от торца, где $2 \cdot b$ – наибольший из размеров нагруженного торца элемента.

Для определения осадки штампа производят для каждого из сечений трансформацию диаграмм деформирования (рис. 2), рассматривая его условно как нагружаемый торец образца и применяя зависимости (1)-(3), подставляя в формулу (5) вместо площади $A_c(0)$ площадь $A_c(x)$.

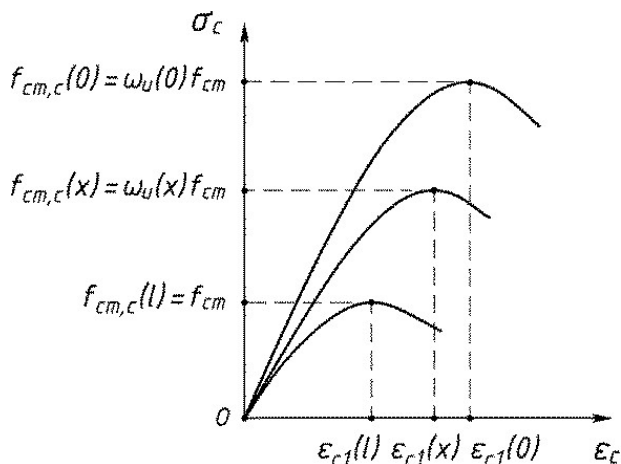


Рис. 2. Трансформирование диаграмм деформирования бетона для расчета контактных деформаций

Согласно [17] под контактной деформацией следует понимать линейное перемещение плоскости приложения усилия (плоскости контакта) относительно некоторой условной плоскости, удаленной от нагружаемого торца бетонного элемента настолько, что напряжения в сечении можно считать практически постоянными.

Вычисление значения контактной деформации бетона при местном сжатии в статье [17] рекомендуется выполнять приближенно, используя метод послойного суммирования.

В любом сечении по известной величине напряжений $\sigma_c(x)$ можно определить относительный уровень напряжений

$$\gamma(x) = \frac{\sigma_c(x)}{f_{cm,c}(x)}. \quad (6)$$

Путем преобразования уравнения (5) получаем зависимость для определения относительных деформаций

$$\varepsilon_c(x) = \left[p(x) - \sqrt{p^2(x) - \gamma(x)} \right] \varepsilon_{c1}(x), \quad (7)$$

где
$$p(x) = \gamma(x) - \frac{k_t(x) \cdot [\gamma(x) - 1]}{2}.$$

При использовании метода послойного суммирования требуется выполнение значительного объема вычислений, что затрудняет его применение в практике проектирования. В связи автором в работе [19] была предложена более приемлемая для применения в практике проектирования методика расчета контактных деформаций при местном сжатии с использованием многопараметрической модели основания.

Методика расчета контактных деформаций при местном сжатии на основе многопараметрической модели основания.

Коэффициент постели C_1 многопараметрическая модель основания может быть определен по формуле

$$C_1 = \frac{\sigma_c(0)}{\Delta + \frac{(\lambda - 1)\Delta_1}{\ln\left(\frac{\Delta_2}{\Delta}\right)}}, \quad (8)$$

где $\sigma_c(0)$ – напряжения в бетоне под площадью приложения нагрузки на верхнем торце элемента;

Δ – контактная деформация бетона, накопленная в пределах первой и второй зоны, (рисунок 3) определяемая по формуле

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2, \quad (9)$$

где Δ_1 – значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах первой зоны;

Δ_2 – значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах второй зоны.

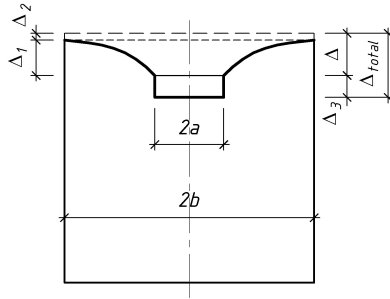


Рис. 3. Схема контактных деформаций при местном сжатии бетонного элемента

Значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах первой зоны, может быть рассчитано по формуле

$$\Delta_1 = \int_0^l \frac{\sigma_c(x)}{E_c(x)} dx = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{(n+1) \cdot E_c(l) - E_c(0)} \cdot \frac{\lambda - 1}{k_{p\lambda}} \cdot \left[\frac{n+1-\lambda}{\lambda} + \frac{1-n \cdot p}{k_{p\lambda}} \cdot \ln \left(\frac{p+1}{p \cdot \lambda} \right) \right]. \quad (10)$$

где p и $k_{p\lambda}$ – параметры определяются по формулам

$$p = \frac{E_c(0)}{(n+1) \cdot E_c(0) - E_c(l)},$$

$$k_{p\lambda} = 1 - p \cdot (\lambda - 1);$$

$E_c(0)$ – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного на нагруженном торце элемента;

$E_c(l)$ – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного в месте перехода от первой зоны ко второй;

$$\lambda = b/a;$$

n – параметр, отражающий характер изменения секущего модуля деформаций бетона по высоте первой зоны, принимаемый наименьшим из значений $n = 1,5 \cdot \lambda$ или $n = 8$.

Значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах второй зоны, может быть рассчитано по формуле

$$\Delta_2 = \int_l^{2b} \frac{\sigma_c(x)}{E_c(x)} dx = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{E_c(l)} \cdot \frac{1}{\lambda^2}. \quad (11)$$

Для учета деформаций погружения на перекрестные ленты в пределах штампа дополнительно установлен еще один слой пружин, жесткость которых принимается равной коэффициенту постели C_3 , определяемому по формуле

$$C_3 = k_3 E_c(0) / \sqrt{A_c(0)}. \quad (12)$$

Здесь коэффициент k_3 учитывает вид бетона и принимается равным для тяжелого бетона $k_3 = 1,25$, а для керамзитобетона $k_3 = 0,85$.

Ранее в статье [18] рекомендовалось значение коэффициента постели C_3 определять при $k_3 = 1$.

Тогда дополнительная осадка, возникающая вследствие вдавливания только в пределах штампа, может быть определена по формуле

$$\Delta_3 = \sigma_0 / C_3.$$

Полная контактная деформация (осадка штампа на основании) тогда определится в виде суммы

$$\Delta_{total} = \Delta + \Delta_3.$$

С использованием многопараметрической модели основания можно выполнять расчеты контактных деформаций при местном сжатии с учетом нелинейности деформирования бетона при действии не только центрального сжатия, но и при внецентренном сжатии. В последнем случае допускается использовать значения параметров модели основания, определенных исходя из равенства средних осадок при внецентренном и центральном приложении.

Следует отметить, что представленная выше методика расчета контактных деформаций позволяет учитывать важнейшие характеристики структуры бетона (плотность крупного заполнителя) как на стадии трансформации диаграмм деформирования так и на стадии определения осадок.

Оценка точности методик расчета контактных деформаций на фоне экспериментальных данных.

По предложенной методике были выполнены расчеты контактных деформаций 14 элементов из высокопрочного тяжелого бетона, испытанных в работе [8].

Расчеты предложенной методике выполнялись при значениях коэффициента $\lambda = 1,67$ и $\lambda = 2,5$, что соответствует условиям местного нагружения в узлах строительных конструкций. Расчеты выполня-

лись при уровнях напряжений под штампом, составляющих $\sigma_c(0) = 0,5 f_{cm,c}(0)$. При вычислении коэффициента постели C_3 по формуле (16) принято значение $k_3 = 1,25$.

Результаты вычисления контактных деформаций по предложенной методике, предусматривающей использование трансформированных диаграмм деформирования и многопараметрической модели основания, представлены на рисунке 4. Точность расчета была оценена в соответствии со стандартной процедурой приложения D [20]. Поправка среднего значения составила $b = 1,005$ при коэффициенте вариации вектора ошибок $V_\delta = 0,249$.

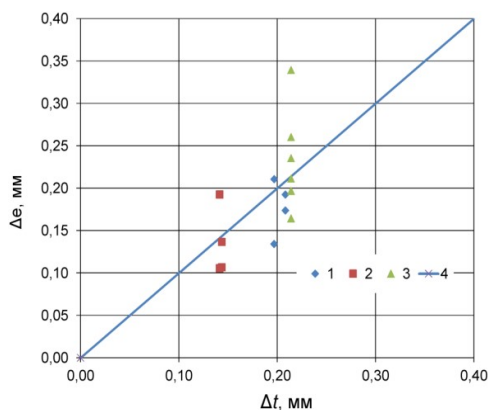


Рис. 4. Сопоставление опытных значений контактных деформаций Δ_ϵ элементов из высокопрочного тяжелого бетона с расчетными значениями Δ_t по предложенной методике (1 – призмы $150 \times 150 \times 600$ мм штамп 60 мм; 2 – призмы $150 \times 150 \times 600$ мм штамп 90 мм; 3 – призмы $100 \times 100 \times 400$ мм штамп 60 мм; 4 – линия $\Delta_t = \Delta_\epsilon$)

По предложенной методике были выполнены расчеты контактных деформаций 36 элементов из керамзитобетона, испытанных в работах [14–16]. Расчеты выполнялись при значениях коэффициента λ от 1,25 до 3,333, что соответствует условиям местного нагружения в узлах строительных конструкций. Расчеты выполнялись при уровнях напряжений под штампом $\sigma_c(0) = 0,5 f_{cm,c}(0)$. При вычислении коэффициента постели C_3 по формуле (16) принято значение $k_3 = 0,85$.

Результаты вычисления контактных деформаций элементов из керамзитобетона по предложенной методике представлены на рисунке 5. Точность расчета была оценена в соответствии со стандартной процедурой приложения D [20]. Поправка среднего значения составила $b = 0,983$ при коэффициенте вариации вектора ошибок $V_{\delta} = 0,239$.

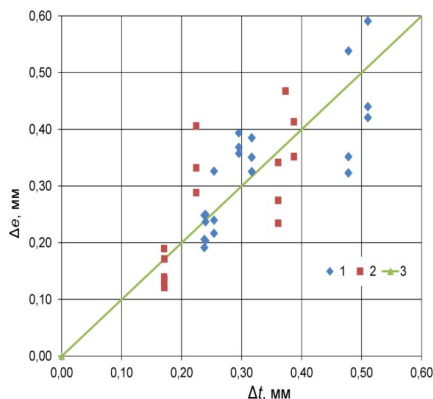


Рис. 5. Сопоставление опытных значений контактных деформаций Δ_{ϵ} элементов из керамзитобетона с расчетными значениями Δ_t по предложенной методике расчета (1 – средняя плотность керамзитобетона $\rho = 1320\text{--}1375 \text{ кг/м}^3$; 2 – средняя плотность $\rho = 1730\text{--}1770 \text{ кг/м}^3$; 3 – линия $\Delta_t = \Delta_{\epsilon}$)

Заклучение

1. Предложена методика расчета контактных деформаций элементов, учитывающая особенности деформирования при местном сжатии бетонов различной структуры, с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона и многопараметрической модели основания.

2. Выполнено сопоставление результатов расчетов по предложенной и другим методикам с экспериментальными данными исследований контактных деформаций элементов из высокопрочного тяжелого бетона и керамзитобетона. Анализ результатов расчет контактных деформаций по предложенной методике показал, что она обеспечивает необходимую точность расчета с учетом структуры бетона.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Поздникин, В.М. Экспериментальные исследования деформаций бетона под подошвой жесткого штампа / В.М. Поздникин // Проблемы архитектурного проектирования промышленных предприятий, зданий и сооружений. – Свердловск, 1973. – С.82–87.
2. Коваль, Ю.В. Контактные деформации бетонов при кратковременном и длительном местном сжатии / Ю.В. Коваль // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Киев, 1980. – 232 с.
3. Lieberum, K. Strength of Concrete on an Extremely Small Bearing Area / K. Lieberum K., H. Reinhardt // ACI Structural Journal. – 1989. – V. 86, № 1. – P. 67–76.
4. Рак, Н.А. Напряженно-деформированное состояние узлов сопряжения колонн кольцевого сечения со стропильными конструкциями / Н.А. Рак // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Белорус. гос. политехн. акад. – Мн.: БГПА, 1994. – 216 с.
5. Rak, N. Calculation of Reinforced Concrete Member Deformation Under Local Compression / N. Rak // Modern Building Materials, Structures and Techniques: Proceedings of 4th international conference. – Vilnius, Technika, 1995. – Vol. II. – P. 46–51.
6. Reinhardt, H. Hochfester Beton unter Teilflashenbelastung / Reinhardt H., Koch R. // Beton- und Stahlbetonbau. – 1998. – Jahr. 93, № 7. – P. 182–188.
7. Klotz, S. Ultrahochfester Beton unter Teilflächenbelastung / S. Klotz. MBV, Berlin, 2008. – 224 p.
8. Рак, Н.А. Контактные деформации при местном сжатии элементов из тяжелого высокопрочного бетона / Н.А. Рак Н.А., Н. Аль-Арики // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1(19) – С.151-157.
9. Цискрели, Г.Д. Прочность керамзитобетона на смятие / Г.Д. Цискрели, А.Б. Пирадов, А.С. Кубанейшвили, О.М. Годрия // Бетон и железобетон. - 1970. - № 6.- С. 18-20.
10. Цейтлин, С.Ю. Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам / С.Ю. Цейтлин, Д.И. Яровский // Бетон и железобетон. - 1992. - № 11.- С. 16-17.
11. Соколов, Б.С. Прочность объемных элементов из керамзитобетона при местном действии нагрузки / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков // Изв. вузов. Строительство. - 1999 - № 5 - С. 139-144.

12. Соколов, Б.С. Исследования керамзитобетонных элементов при местном действии нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Инженерные проблемы современного железобетона: Сб. ст.- Иваново, ИВИСИ, 1995.- С. 381-387.

13. Соколов, Б.С. Прочность керамзитобетонных элементов при действии местной нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Изд. вузов. Строительство. - 1995. - № 1. - С. 7-10.

14. Бондарь, В.В. Контактные деформации элементов из легкого бетона, армированных поперечными сетками, при концентричном местном сжатии // В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. трудов / МАиС Респ. Беларусь, РУП «Институт БелНИИС» – Минск: Минсктипроект, 2013. – Вып.5. – С. 27-39.

15. Бондарь, В.В. Деформации элементов из легкого бетона в условиях концентричного местного сжатия// В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Инновации в бетоноведении, строительном производстве и подготовке инженерных кадров: материалы Международной научно-технической конференции, Минск, 9-10 июня 2016 г., БНТУ, ГП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С., Союз строителей Респ. Беларусь. – Минск, БНТУ, 2016. – С. 44-50.

16. Бондарь, В.В. Соппротивление местному сжатию элементов из конструкционного керамзитобетона / В.В. Бондарь // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Минск, 2017. – 160 с.

17. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии на основе трансформированных диаграмм деформирования бетона / Н.А. Рак // Строительная наука и техника.– 2006.– № 3(6). – С.53-57.

18. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с

19. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии с использованием многопараметрической модели основания / Н.А. Рак // Строительная наука и техника.– 2008.– № 6(21). – С. 63-67.

20. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 70 с.

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КЕРАМЗИТОБЕТОНОВ НА ОСНОВЕ СЫРЬЯ ЗАВОДОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

КЕТНЕР Э. А., СЕМЕНЮК С. Д.
Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Введение. Бетон и железобетон в различных его модификациях есть и в дальнейшем будет одним из основных строительных материалов. Одной из разновидностей бетона является керамзитобетон, относящийся к разряду легких бетонов при плотности 800–2000 кг/м³ [1]. Для соответствия белорусских нормативных документов Еврокоду необходимо уточнить некоторые прочностные и деформативные характеристики легких бетонов, что является актуальным для Республики Беларусь. В этой связи были проведены экспериментально-теоретические исследования прочности и деформативности керамзитобетонов шести серий, классов LC 8/10 ... 30/33. Для каждой серии образцов проводилось испытание кубов, призм и цилиндров на кратковременное центральное.

Материалы для бетонов. В исследованиях использовались материалы со следующими характеристиками, возможное изменение которых приводится дополнительно для конкретных экспериментов.

Вяжущее – портландцемент марки М500, Белорусский цементный завод, активностью не менее 49,0 МПа, с показателем нормальной плотности (НГ) 25–28 %.

Песок – природный с модулем упругости $M_{кр} = 1,8$; насыпной плотностью – 1540 кг/м³.

Керамзитовый гравий фракций 5-10 мм, насыпной массой 382 кг/м³ с относительной прочностью в цилиндре – 2,68 МПа.

Керамзитовый гравий фракций 10-20 мм, насыпной массой 326 кг/м³ с относительной плотностью в цилиндре – 1,86 МПа.

Песок керамзитовый фракций 0-4 мм, насыпной массой 432 кг/м³ с относительной прочностью в цилиндре – 4,58 МПа.

Керамзит щебнеподобный фракций 5-10мм Петриковского керамзитового завода ОАО «Гомельский ДСК», насыпной массой 585 кг/м³ с относительной прочностью в цилиндре – 10,26 МПа.

Цель и задачи исследований. Целью исследований является получение оптимальных составов керамзитобетонных классов согласно EN 206-1 при классах прочности LC 8/10 ... LC 30/33.

Для реализации этой цели решены следующие задачи: выявлена кинетика роста исследуемых бетонов во времени; найдены коэффициенты цилиндрической и призмочной прочности; коэффициенты упругости и пластичности; модули продольных, поперечных и сдвиговых деформаций, касательный модуль продольных деформаций; объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования.

Получение керамзитобетона LC 8/10. Для изготовления легкого бетона класса LC 8/10 в качестве крупного заполнителя использовался керамзитовый гравий фракций 5–10 и 10–20 мм с относительной прочностью в цилиндре 2,68 МПа и 1,86 МПа соответственно; в качестве мелкого заполнителя – песок керамзитовый фракции 0-4 мм ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль». Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки 500. Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 8/10: Ц:П:Г=1:0,52:1,05 при водоцементном отношении В/Ц=0,63. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 950 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 10/12. Для изготовления легкого бетона класса LC 10/12 применялся только керамзитовый гравий фракции 10-20 мм с относительной прочностью в цилиндре 1,86 МПа. Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$. Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 10/12: Ц:П:Г=1:2,41:1,37 при водоцементном отношении В/Ц=0,51. Осадка конуса после затворения смеси – 5 см. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1390 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 12/15. В качестве крупного заполнителя для бетона класса LC 12/15 использовался керамзитовый гравий фракций 5–10 мм и 10–20мм с относительной прочностью в цилиндре 2,68МПа и 1,86 МПа соответственно.

Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$. Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 12/15: Ц:П:Г=1:1,72:0,83 при водоцементном отношении В/Ц=0,49. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1490 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 16/18. В качестве крупного заполнителя для бетона класса LC 16/18 использовался керамзитовый гравий фракций 5–10 мм и 10–20мм в равном весовом соотношении.

Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$. Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 16/18: Ц:П:Г=1:1,84:0,78 при водоцементном отношении В/Ц=0,46. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1545 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 25/28. Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 25/28: Ц:Щ:П= 1:1,89:0,74 при водоцементном отношении В/Ц=0,42. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1760 кг/м³.

Для изготовления легкого бетона класса LC 25/28 в качестве крупного заполнителя использовался керамзит щебнеподобный фракций 5–10 мм Петриковского керамзитового заводаОАО «Гомельский ДСК». Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 25/28: Ц:П:Щ= 1:0,74:1,89 при водоцементном отношении В/Ц=0,52. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1780 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 30/33. Для изготовления легкого бетона класса LC 30/33 в качестве крупного заполнителя использовался керамзит щебнеподобный фракций 5-10 мм Петриковского керамзитового заводаОАО «Гомельский ДСК», с относительной прочностью в цилиндре 10,26МПа. Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 30/33: Ц:П:Щ= 1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,52. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1780 кг/м³.

Составы бетонных смесей подбирались в соответствии с «Рекомендациями по подбору, изготовлению и применению конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетон», подготовленных РУП «Институт БелНИИС»[4].

Методика проведения испытаний керамзитобетонных образцов. Экспериментальные исследования проводились на стандартных образцах: кубах с размером ребра 100 и 150 мм, цилиндрах диаметром 150мм и высотой 300 мм; призмах размерами 150×150×600мм и 100×100×400мм. Изготовление образцов осуществлялось в сборно-разборных инвентарных металлических формах. Для каждой серии было изготовлено и испытано: 12 кубов с размером ребра 150 мм; 10 кубов с размером ребра 100 мм; 12 цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300 мм; 12 призм размерами 150×150×600 мм; 10 призм размерами 100×100×400 мм. Испытание проводилось в возрасте 7, 14, 28 и 60 суток для образцов класса LC8/10 ... LC25/28. Для образцов бетона серии LC30/33 испытания проводились в возрасте 14, 21, 28 и 60 суток. Испытание призм, кубов и цилиндров проводилось в полном соответствии с требованиями [2,3]. При испытании продольные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 370–375мм, установленными вдоль оси по четырем сторонам образцов. Поперечные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 110–115 мм.

Опытные данные позволили описать кинетику роста исследуемых классов керамзитобетона во времени гиперболической зависимостью:

$$f_{lc}^t = f_{lc}^{28} \times \frac{t}{0,85 \times t + 4,2}, \quad (1)$$

где t – возраст керамзитобетона в сутках;

f_{lc}^t – прочность керамзитобетона в возрасте t суток;

f_{lc}^{28} – прочность керамзитобетона в возрасте 28 суток.

Анализ исследований показал, что обеспеченность точности формулы (1) при отклонении теории от эксперимента в 15% составляет 98%. Коэффициент призмной прочности испытанных серий образцов в возрасте 28 суток составил 0,81; для бетонов класса

LC8/10...LC12/15 коэффициент цилиндрической прочности – 0,80; для бетонов класса LC 16/18...LC30/33 – 0,90.

3. Прочность и деформативность керамзитобетона. Прочность керамзитобетона на растяжение определялась по методике [6], предложенной проф. Н.И. Ахвердовым. При этом отмечается, что прочность при растяжении примерно в 10-12 раз меньше, чем при осевом сжатии. Мешкауска Ю.Н. для бетона на кварцевом песке предлагает использовать формулу:

$$f_{lctm} = \frac{f_{lck,cube}}{0,2f_{lck,cube} + 7,9}, \quad (2)$$

где $f_{lck,cube}$ – гарантированная прочность керамзитобетона.

ТКП EN1992-1-1-2009 [1] рекомендует предел прочности легкого бетона при растяжении определять умножением предела прочности тяжелого бетона на коэффициент:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \frac{\rho}{2200}, \quad (3)$$

где ρ – предельное значение плотности легкого бетона соответствующего класса.

На основе анализа опытных данных авторами предложена зависимость учитывающая плотность керамзитобетона ρ и его гарантированную прочность $f_{lck,cube}$.

$$f_{lctm} = 0,3 \cdot \frac{\rho}{2200} \cdot \sqrt[3]{f_{lck,cube}^2}, \quad (4)$$

Для бетонов класса LC10/12...LC30/33 среднее отклонение между ТКП EN 1992 и формулой (4) не превышает 4%(3,96), а отклонение показателей по формуле (2) составляет 10% по абсолютной величине.

Данные прочности бетона при растяжении по ТКП EN1992-1-1-2009 и формулой (2) представлены в таблице 1.

Прочность керамзитобетона при растяжении, МПа

	LC8/10	LC10/12	LC12/15	LC16/18	LC25/28	LC30/33
ТКП EN1992-1-1-2009	0,792	1,090	1,270	1,440	2,280	2,570
$f_{lcm} = 0,3 \cdot \frac{\rho}{2200} \cdot \sqrt[3]{f_{lc,cube}^2}$	0,601	0,994	1,203	1,447	2,200	2,500
% расхождения	24,1	8,8	5,3	-0,5	3,5	2,7

Прочность керамзитобетона на сжатие исследовалась в возрасте 7,14,21,28,60 суток. Наилучшую сходимости с экспериментом в возрасте 28 суток дает формула, предложенная проф. Пирадовым А.В. в зависимости от четырех переменных бетонной смеси. Эта зависимость выражается уравнением регрессии.

$$f_{lc,cube} = 10,38 \frac{C}{B} + 0,0441 \cdot t + 0,215R_y + 1,19R_s - 27,95, \quad (5)$$

где $\frac{C}{B}$ – цементно – водное отношение;

t – расход цементного теста;

R_y – активность цемента;

R_s – прочность крупного заполнителя по испытанию в стандартном цилиндре.

Мешкаускас Ю.Н аналогичную формулу получил для конструкционного керамзитобетона:

$$f_{lc,cube} = 0,051m_2 - 20,67 \frac{B}{C} + 0,651R_s - 19,32, \quad (6)$$

где m_2 – масса керамзита в 1м³ бетона.

Деформативные свойства керамзитобетона можно охарактеризовать модулем упругости, коэффициентом упругости, предельной сжимаемостью и растяжимостью. В нормативной литературе за начальный модуль упругости принимается модуль упруго-пластичности бетона (секущий модуль) при $\sigma = 0,4f_{ck}$. Связь между секущим модулем продольных деформаций и уровнем напряжений при кратковременном центральном сжатии призм до разрушения с постоянной скоростью роста напряжений с большой достоверностью описывается линейной опытно-корреляционной зависи-

мостью (7), а зависимость «уровень напряжений – деформация» зависимостью (8) гиперболического вида[7].

$$E'_{lcl(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{lcl(\sigma)}} = E'_{lcl(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{lcl(\sigma)} \cdot \eta], \quad (7)$$

$$\varepsilon_{lcl(\sigma)} = \frac{\sigma}{E'_{lcl(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E'_{lcl(\sigma)} \cdot [1 - \lambda_{lcl(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_{lck}}]}, \quad (8)$$

где η – уровень напряжений;

$E'_{lcl(\sigma=0)}$ – мгновенный модуль упругости бетона (секущий модуль деформаций при $\sigma = 0$);

$\lambda_{lcl(\sigma)}$ – предельное значение коэффициента пластичности бетона $\sigma = f_{lck}$.

Как показали исследования «секущие модули деформаций – напряжения или уровень напряжений» имеют место и для поперечных и сдвиговых деформаций:

$$E'_{lcd(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{lcd(\sigma)}} = E'_{lcd(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{lcd(\sigma)} \cdot \eta], \quad (9)$$

$$\varepsilon_{lcd(\sigma)} = \frac{\sigma}{E'_{lcd(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E'_{lcd(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{lcd(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_{lck}}]}, \quad (10)$$

$$G'_{l(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{G(\sigma)}} = G'_{l(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_{lck}}], \quad (11)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = \frac{\sigma}{G'_{l(\sigma)}} = \frac{\sigma}{G'_{l(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \eta]}. \quad (12)$$

В формулах (10) и (12)

$$\lambda_{lcl(\sigma)} = 1 - \frac{E'_{lcl(\sigma)}}{E'_{lcl(\sigma=0)}}, \quad \lambda_{G(\sigma)} = 1 - \frac{G'_{l(\sigma)}}{G'_{l(\sigma=0)}}, \quad (13)$$

Касательный модуль продольных деформаций определяется в зависимости от секущего модуля продольных деформаций:

$$E_{lcl(\sigma)} = E'_{lcl(\sigma)} \cdot \nu = \frac{(E'_{lcl(\sigma)})^2}{E'_{lcl(\sigma=0)}}, \quad (14)$$

где $\nu = \frac{E'_{lcl(\sigma)}}{E'_{lcl(\sigma=0)}}$ – коэффициент упругости бетона.

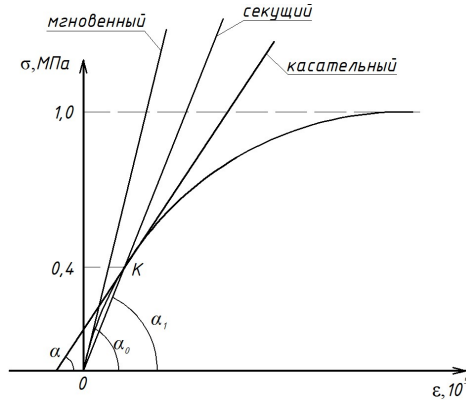


Рис. 1. Модули упругости бетона:
 $\text{tg}\alpha_0$ – мгновенный (динамический модуль);
 $\text{tg}\alpha$ – касательный модуль;
 $\text{tg}\alpha_1$ – секущий модуль

В соответствии с ТКП EN1992-1-1-2009 [1] значения секущего модуля $E'_{lcl(\sigma)}$ для легкого бетона могут быть получены умножением соответствующих значений для тяжелого бетона с обычной плотностью на коэффициент $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$; ρ – плотность легкого бетона.

Численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей (7), (9), (11) были установлены статистическим методом линейной корреляции [8], при обработке экспериментальных данных. Коэффициент корреляции во всех случаях был близок по абсолютной величине к 1, а его достоверность была доказана.

На рис. 2 показана зависимость «объемные деформации – уровень нагружения» для образцов из керамзитобетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток.

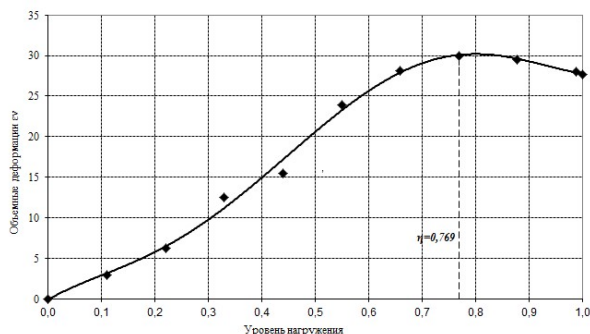


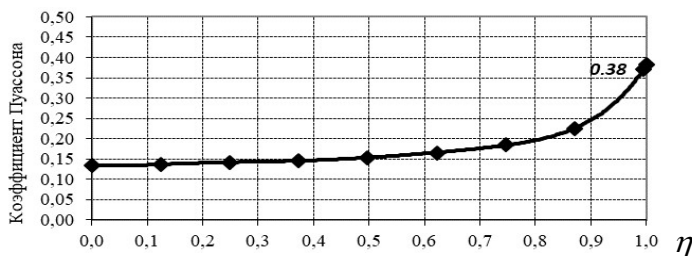
Рис. 2. Корреляционные зависимости «уровень нагружения - объемные деформации» для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток

Для назначения на конструкцию эксплуатационных нагрузок необходимо знать пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования бетона. Верхний предел микротрещинообразования находился графическим методом по усредненным экспериментальным данным двух призм путем построения зависимости «уровень нагружения – объемная относительная деформация». Объемная деформация вычислялась по формуле

$$\varepsilon^v = \varepsilon_{lcl(\sigma)} - 2 \cdot \varepsilon_{lcl(\sigma)}. \quad (15)$$

По пиковой точке диаграммы $\varepsilon^v - \eta$ находили верхний предел микротрещинообразования f_{crc}^v керамзитобетона.

Нижний предел микротрещинообразования f_{crs}^0 также находился экспериментальным путем. При этом была построена зависимость «уровень нагружения – коэффициент Пуассона» (рис. 3.). Взяв первую и вторую производную от коэффициента Пуассона графическим путем был найден предел нижнего микротрещинообразования.



Уровень нагружения

Рис. 3. Корреляционные зависимости «уровень нагружения - коэффициент Пуассона» для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток

Закключение. Анализ опытных данных испытанных шести серий керамзитобетона позволил описать кинетику роста керамзитобетона во времени гиперболической зависимостью, реально отвечающую эксперименту. Коэффициент призмной прочности в среднем можно принять равным 0,8. Коэффициент цилиндрической прочности для керамзитобетонов классов LC8/10...LC12/15 – 0,8; а для классов керамзитобетона LC16/18...LC30/33–0,9. Методом линейного корреляционного анализа вычислены модули продольных, поперечных и сдвиговых деформаций; представлена их аналитическая зависимость от прочности бетона и его уровня загрузки. Представлен касательный модуль продольных деформаций в зависимости от секущего модуля керамзитобетона. Полученные данные можно использовать при прогнозировании работы бетонных и армированных керамзитобетонных конструкций зданий и сооружений, работающих в условиях как элементарного, так и сложного деформирования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992 -1-1-2009 Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Министерство архитектуры и строительства. – Минск., 2010.
2. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – Госкомитет СССР по делам строительства. – М., 1981 – 20 с.

3. ГОСТ 10180-2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Министерство архитектуры и строительства. – Минск., 2012 – 40 с.

4. Рекомендации по подбору составов, изготовлению и применению модифицированных химическими и минеральными добавками конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетонов/ РУП «Институт БелНИИС» – Минск, 2013. – 38 с.

5. Патент на полезную модель при измерении деформаций в бетонных цилиндрах

6. Методика проведения испытания кубов на раскалывание для определения прочности керамзитобетона на растяжение

7. Семенюк С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформированном основании: монография / С.Д. Семенюк - Могилев: Беларус.-Рос. ун., 2003. - 269 с.

8. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В.Е. Гмурман – М.: Высш. школа, 1977. – 479 с.

УДК 624.012.2

РАСЧЕТ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА НА СМЯТИЕ (МЕСТНОЕ СЖАТИЕ)

СЕМЕНЮК С. Д., МОРОЗОВ И. В.
Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Аннотация. На сегодняшний день в стране разработана база для расчёта железобетонных конструкций, расчётные модели имеют достаточное обоснование. Этого нельзя сказать о расчёте усиленных конструкций. Дело в том, что расчёт таких конструкций ведется без учёта влияния малоцикловых нагружений. В данной статье мы рассмотрим влияние такого расчета на точность итоговых результатов.

В Республике Беларусь, использование лёгких бетонов при возведении несущих конструкций на сегодняшний день является достаточно перспективным направлением, особенно, с учетом постоянно

повышающегося качества используемого материально-технического обеспечения, создания более современных химических модификаторов, позволяющих при достаточно невысоких расходах цемента получить повышенное значение прочности готового бетона. В связи с этим нормативная база, связанная с расчётом конструкций из лёгких бетонов, нуждается в некотором внимании со стороны науки, чтобы нормативная литература не отставала от современных реалий и технического прогресса.

Рассмотрим актуальную и применяемую на сегодняшний день расчетную модель. Согласно этой модели, выполняется расчёт бетона на смятие в соответствии с нормативами, изложенными в пункте 7.4.1 СНБ 5.03.01-02-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции». При расчете элементов, испытывающих на себе воздействие местных сжимающих сил, в качестве характеристики, описывающей прочность бетона, необходимо брать расчётное сопротивление бетона смятию f_{cud} , значение которого находится в зависимости от расчетного сопротивления бетона сжимающим усилиям и соотношения величины площади смятия (площади, о которой говорилось выше, на которую приходится местная сжимающая нагрузка) к полной площади приложения сжимающего усилия. Расчетное значение сопротивления бетона смятию вычисляется согласно следующей формуле:

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Расчетные значения напряжений испытываемого бетона в конкретных точках диаграммы деформирования можно рассчитать, заменяя нормативные значения f_{ck} расчётными f_{cd} с домножением на коэффициент α , который учитывает влияние длительного нагружения, а также влияние способа ее приложения и т. д.

Для бетонов высокой прочности значения f_{cd} необходимо скорректировать при помощи коэффициента λ , который принимается согласно таблице 1 СНБ.

При расчётах по первой группе предельных состояний сечений, используют в основном упрощённые диаграммы деформирования (как нормативные, так и расчётные), при условии, что усилия действуют в пределах плоскости симметрии.

В результате рассмотрения и сравнения расчетных зависимостей, описывающих местное сжатие, используемых в нормах проектирования государств-членов СНГ и ряда других стран было установлено, что бо́льшая часть из этих зависимостей представляются чисто эмпирическими и практически не пригодны для реальных расчётов в инженерных организациях. Вследствие этого, имеет место быть ощутимая ошибка (как в большую, так и в меньшую сторону) несущей способности легкого бетона (в том числе и керамзитобетона). Помимо прочего можно наблюдать различные взгляды на процесс образования трещин и разрушения при местном сжатии.

Чтобы правильно описать трансформированную диаграмму деформирования бетона, необходимо придерживаться следующего: общий вид диаграммы остаётся неизменным, однако присутствует необходимость введения дополнительных частных коэффициентов, полученных, согласно информации, приведенной в [1], только эмпирическим путём. Это производится с целью корректировки базовых параметрических точек диаграммы.

Коэффициент условий работы $\gamma_{c,cyc}$ может быть понижающим или повышающим в зависимости от режима нагружения. Предложенная Семенюком С.Д. зависимость даёт достаточно точную сходимость с экспериментальными данными (при несоответствии в пределах 15 %). Результаты сравнения опытных значений $\gamma_{c,cyc}$ с теоретическими, полученными при расчёте по формуле, представлены на рис. 1. Поэтому целесообразным использовать зависимость, описанную профессором Семенюком С.Д. Для описания диаграммы деформирования « $\sigma_c - \epsilon_c$ » при кратковременном нагружении В. Н. Байковым было предложено использовать полином пятой степени, для вычисления которого необходимо знать параметры, получаемые опытным путём.

Влияние длительных процессов, динамических и циклических составляющих нагрузок, температурного режима, сложных напряжённо-деформированных состояний при расчётах конструкций учитывается, как правило, способом трансформирования базовых диаграмм деформирования, полученных в стандартных условиях при осевом кратковременном нагружении. В частности, при действии малоцикловых нагружений необходимо принимать во внимание изменение диаграммы деформирования бетона.

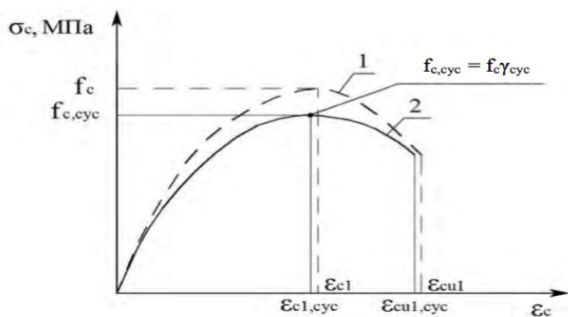


Рис. 1. Сравнение опытных и теоретических значений коэффициента условий работы $\gamma_{c,eye}$ по результатам исследований: 1 – диаграмма деформирования бетона при статическом нагружении; 2 – трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении.

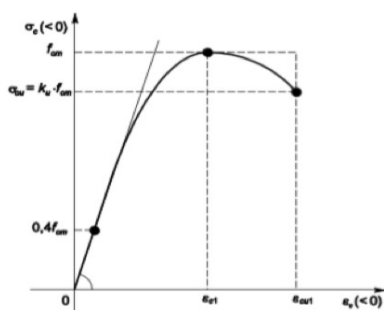


Рис. 2. Изложенная в [1] диаграмма деформирования « $\sigma_c - \epsilon_c$ »

Нормативная диаграмма деформирования рассматривается как резюмирующая характеристика механических свойств легкого бетона (и керамзитобетона). Выделена обобщенная зависимость для определения начального модуля упругости бетона, предложенная Г. В. Несветаевым, принимающая во внимание технологические факторы и состав.

Значения относительных деформаций ϵ_{c1} и ϵ_{cu} в параметрических точках меняются. Нормативные документы предлагают считать значения первых постоянными для некоторых бетонов. Для того, чтобы получить график зависимости продольной относительной деформации ϵ_{c1} от класса по прочности бетона считается

достаточным применение простых линейных зависимостей. Например, для определения параметрической точки диаграммы деформирования, соответствующей относительным деформациям ε_{cl} , А. Томашевич предложил формулу:

$$\varepsilon_{cl} = 0,7f_c^{0,31},$$

М. А. Мансур, Т. Х. Ви – зависимость:

$$\varepsilon_{cl} = 0,78f_c^{0,25}.$$

Резюмируя, представленные авторами результаты экспериментов подтверждают, что описание диаграммы бетона при осевом сжатии в условиях малоциклового нагружения может быть с достаточной достоверностью получено согласно положениям Еврокод-2, представленных в [2, 3].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиливаемых наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении. – Государственное учреждение высшего профессионального образования «Белорусско-Российский университет». 2017. – 274 с.
2. Сахновский, К. В. Железобетонные конструкции / К. В. Сахновский. – М. : Гос. изд-во лит. по стр-ву, архитектуре и строит. мате-риалам, 1959. – 838 с.
3. Семенюк, С. Д. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с высокопрочной арматурой или пере-армированным сечением / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болонько // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т водн. госп-ва та природокорист. ; редкол. : Є. М. Бабич [та інш.]. – Рівне, 2009. – Вип. 18. – С. 318–325.
4. Бабич, Е. М. Прочность бетона после действия малоцикло-вой сжимающей нагрузки / Е. М. Бабич, А. П. Погореляк // Изв. вузов. Строи-тельство и архитектура. – 1976. – No 4. – С. 33–36.

АНАЛИЗ ВОЗМОЖНОСТИ АРМИРОВАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНА ПОЛИМЕРНЫМИ ВОЛОКНАМИ

МОСКАЛЬКОВА Ю. Г., СЕМЕНЮК Р. П., ДАШКЕВИЧ М. Ю.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Неоспоримыми достоинствами керамзитобетона по сравнению с традиционным тяжелым бетоном являются его небольшой удельный вес, низкая теплопроводность и хорошая морозостойкость, что делает его перспективным материалом для производства не только ограждающих, но и несущих конструкций. Однако для конструктивных легких бетонов определяющую роль играют недостатки: сравнительно малая прочность, значительные усадка и ползучесть, высокая истираемость. Указанные недостатки можно частично компенсировать введением в тело бетона фибровой арматуры.

Полимерная фибра имеет ряд преимуществ по сравнению со стальной: она повышает устойчивость бетона к истиранию, повышает сопротивление усталости, уменьшает усадочные деформации, способствует быстрому набору прочности, снижает влияние перепада температур и атмосферных воздействий, препятствует проникновению в тело бетона влаги (что актуально именно для легких бетонов, имеющих пористую структуру). Кроме того, синтетические волокна обладают коррозионной стойкостью и химической стойкостью к продуктам гидратации портландцемента.

Однако полимерная фибра за счет малой смачиваемости имеет плохую адгезию к цементному камню. Поэтому эффективность фибрового армирования может быть достигнута только путем ее заанкеривания в цементной матрице: для синтетических волокон применяются такие варианты как скручивание волокон в жгут или волокна, имеющие форму спирали.

Основной технологической проблемой фибрового армирования бетонов является склонность фибры к комкованию (образованию «ежей»). Это актуально для стальной фибры, но в меньшей степени относится к синтетическим волокнам в связи с низкой адгезией

к цементной матрице. Короткие полимерные волокна наименее склонны к комкованию. Фибровую арматуру лучше добавлять в сухую бетонную смесь до затворения водой.

В работе [1] отмечено, что распределение волокон в бетоне является одним из определяющих факторов, влияющих на эффективность фибрового армирования: однонаправленное распределение волокон обеспечивает наибольшую эффективность применения фибры, но, как правило, в построечных условиях имеет место трехмерное хаотичное распределение волокон, которое позволяет обеспечить эффективность применения фибрового армирования не более 20 % (таблица 1) [2].

Таблица

Эффективность использования армирующей фибры
в зависимости от распределения волокон в бетоне

Распределение волокон	Условная прочность, %
Однонаправленное	100 (вдоль волокон)
Сетчатое	45–50
Двухмерное хаотичное	30–37
Трехмерное хаотичное	0–20

В европейских стандартах prEN 14889 приведена классификация фибровых волокон:

- фибра для улучшения пластических свойств;
- фибра для улучшения эксплуатационных характеристик;
- фибра для повышения прочности на изгиб;
- фибра для повышения сопротивления взрывному разрушению материала при пожаре.

В белорусском варианте prEN 14889 – СТБ EN 14889-2 [3] – определены требования, предъявляемые к полимерным волокнам и строительному раствору. В документе отсутствуют указания по приготвлению бетонной смеси, дозированию компонентов и т. п. Прописано только, что производитель должен предоставить руководство с указанием рекомендуемого порядка производства бетонной смеси.

Таким образом, на сегодняшний день в Беларуси фактически отсутствует нормативная база, регламентирующая четкие требования по дисперсному армированию конструкционных бетонов.

Все существующие документы носят ведомственный характер. В частности, ТКП 45-5.03-301–2015, устанавливающий правила изготовления изделий и конструкций из сталефибробетона, был отменен 01.01.2018 г. без введения альтернативного (заменяющего) ТНПА.

Еще одна сложность заключается в производстве керамзитобетонной матрицы, поскольку такой важный фактор, как водоцементное отношение (В/Ц), для легких бетонов не может быть заранее точно определен, поскольку зависит от прочности частиц заполнителя, объемной плотности, степени уплотнения частиц, а эти параметры для легких заполнителей разного происхождения существенно отличаются. Поэтому необходимо делать пробные замесы для каждого конкретного состава керамзитобетонной смеси для определения оптимального В/Ц: слишком низкое водоцементное соотношение приведет к недостаточной агломерации частиц заполнителей, слишком высокое – к снижению прочности. Данное утверждение экспериментально обосновано в работе [4].

Особенностью бетонов, армированных синтетическими волокнами, являются ограничения в применении крупного заполнителя [5, 6], поэтому в данной ситуации невозможно создание беспесчаных или малопесчаных бетонов (перспективного направления в производстве легких бетонов).

В качестве мелкого заполнителя для получения конструкционного керамзитобетона лучше использовать плотный природный кварцевый песок, а не пористый заполнитель (например, керамзитовый песок), поскольку в первом случае прочность на сжатие полученного бетона будет значительно выше [4].

В целом анализ данных, представленных в [6, 7], показывает, что полимерное армирование существенно не влияет на прочность бетона при статическом однократном осевом сжатии, растяжении и изгибе, т. к. модуль упругости волокон меньше модуля упругости цементной матрицы.

Однако экспериментальные исследования подтверждают факт роста прочности бетона в результате дисперсного армирования полимерной фиброй, несмотря на ее низкий модуль упругости. Объяснение этого феномена приведено в работе [8]: хотя с точки зрения теории полимерные волокна не способны выполнять роль традиционных армирующих компонентов, поскольку бетон не в состоянии передать на них возникающее усилие, а сами волокна не могут

сдерживать деформации бетона при его нагружении, но применение низкомолекулярных, в частности, полипропиленовых волокон, в качестве армирующих компонентов, дисперсно распределяемых в объеме бетона, повышает вязкость разрушения бетона и в определенных условиях обеспечивает повышение его прочности при раскалывании, сжатии и изгибе. Обоснован данный эффект тем, что на стадии твердения и набора прочности модуль упругости волокон полипропилена выше до определенного момента в сравнении с модулем деформации твердеющей дисперсионной среды. В этом случае полимерные волокна способны выполнять функции армирующих компонентов, сдерживая температурно-усадочные деформации бетона и ограничивая возникновение трещин в его объеме. В контакте с низкомолекулярными волокнами снижается возможность возникновения избыточной концентрации напряжений в объеме твердеющей среды в сравнении с более жесткими включениями.

К тому же полимерное дисперсное армирование существенно повышает сопротивление бетона ударным нагрузкам. Это подтверждается экспериментом, проведенным американскими учеными [6]: в эпицентр взрыва были помещены конструкции, армированные стальной стержневой арматурой, а также конструкции с фибровым армированием (стальной фиброй, различными синтетическими волокнами, асбестовыми волокнами). Наименьшие повреждения имели элементы, дисперсно армированные нейлоновыми нитями. Такие элементы вполне могли быть восстановлены при реконструкции. Образцы, армированные только стержневой арматурой, были разрушены полностью.

В работе [6] эмпирическим путем установлено, что наибольшая эффективность полимерного фибрового армирования достигается при содержании синтетических волокон по массе 0,15–0,25 % (по объему 0,4–0,65 %) при длине волокон 10–100 мм. Эти рекомендации справедливы для бетонной матрицы на плотных заполнителях.

Полимерная фибра может быть представлена как добавка при неизменном соотношении Ц : П : Г(Щ), а может вводиться взамен заполнителя или цемента.

В работе [9] показано, что чем выше содержание полимерного волокна в теле бетона, тем более вязкой получается бетонная смесь. Это существенно снижает ее удобоукладываемость и негативно сказывается на прочностных и деформативных характеристиках

дисперсно армированного бетона. Полимерная фибра добавляется взамен цемента. Состав бетонной смеси: Ц : П : Г = 1 : 2 : 4. На основе испытания образцов в виде цилиндров установлено следующее: при содержании 2 % полимерной фибры и 98 % цемента по массе обеспечивает более высокую прочность при сжатии по сравнению с неармированным бетоном; содержание 6 % полимерной фибры и 94 % цемента по массе позволяет получить одинаковую прочность при сжатии для армированных и неармированных образцов.

Интересный вариант дисперсного армирования предложен в [10]: армирование полимерной фиброй может быть скомбинировано с армированием стальной фиброй. Максимальная эффективность комбинированного фибрового армирования достигается при общем содержании фибры 1 % по объему взамен крупного заполнителя, причем 10 % объема стальной фибры заменяется на полимерную.

В работе [11] приведены результаты экспериментального исследования работы легких бетонов, армированных углеродным волокном (длина волокна 5 мм, диаметр 10 мкм) с содержанием акрилового полимера. Состав бетона для опытных образцов: Ц : П : Г = 1 : 1,5 : 2 по объему. В результате обработки экспериментальных данных установлено, что рекомендуемый расход углеродистой фибры для дисперсного армирования легких бетонов составляет 0,5 %, 1 % и 1,5 %. Добавление фибры улучшает прочностные и деформативные свойства легкого бетона, а вот добавление полимера совместно с углеродистой фиброй оказывается негативным: снижается прочность при сжатии, изгибе и раскалывании. Поэтому акриловые полимеры не рекомендуется применять для легких бетонов с содержанием полимерных волокон.

С целью подбора оптимального состава конструкционного керамзитобетона, дисперсно армированного полимерной фиброй, были проведены испытания серии образцов в виде кубов с размером ребра 100 мм. В качестве бетонной матрицы использовался керамзитобетон, изготовленный с применением белорусского сырья: керамзитовый гравий фракцией 10–20 мм, природный карьерный песок с модулем крупности $M_{кр} = 1,8$, портландцемент марки М500. Состав бетонной смеси: Ц : П : Г = 1 : 1,72 : 0,83, В/Ц = 0,49. Армирование осуществлялось полипропиленовой фиброй ВСМ с содержанием волокон 0,5 % по массе.

Полипропиленовая фибра – волокно строительное микроармирующее (ВСМ) – изготавливается из гранул высокомолекулярного термопластичного полимера путем структурной модификации. Это продукт российского производства, который является аналогом британской марки «Фибрин» (fibrin) компании «Adfil». Производится по ТУ 2272-006-13429727-2009 из полипропилена СЗН6. Технические характеристики ВСМ: длина волокна – 6 мм, 12 мм, 18 мм; диаметр волокна – 10–15 мкм; форма круглая; поверхность покрыта специальным составом, способствующим рассеиванию и сцеплению с цементным раствором; плотность – 0,91 г/см³ при 20 °С; модуль упругости – 5,7 ГПа.

Образцы (дисперсно армированные и контрольные, без армирования) испытывались в возрасте 7 и 28 суток.

В результате испытаний было установлено, что дисперсное армирование полипропиленовой фиброй повышает прочность керамзитобетона при осевом сжатии на 22 % в возрасте 7 суток и на 19,5 % в возрасте 28 суток по сравнению с контрольными образцами (рис. 1.).

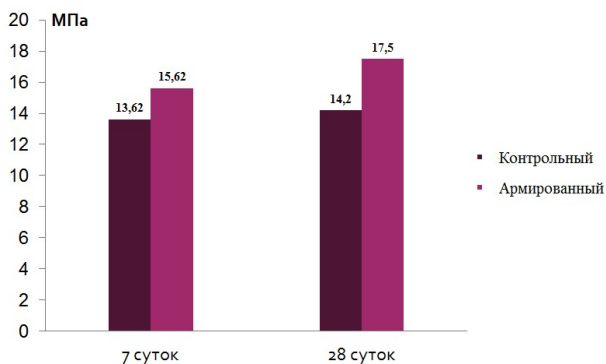


Рис. 1. Прочность на осевое сжатие керамзитобетонных образцов

Выводы. Использование армирующей полимерной фибры может быть более эффективным для легких бетонов, чем для тяжелых, поскольку легкие бетоны (в частности, керамзитобетон) имеют более высокие пределы микротрещинообразования по сравнению с бетонами на плотных заполнителях [12], а введение полимерной

фибры позволяет достичь еще более высоких значений пределов (нижнего и верхнего) образования микротрещин. Это означает, что применение дисперсно армированных легких бетонов перспективно при действии статических цикловых нагрузок, а также в условиях длительного нагружения.

Анализ результатов работы исследователей [1, 2, 6–9, 11] позволяет сделать вывод о том, что для получения конструкционных легких бетонов, армированных полимерными волокнами, содержание фибровых волокон не должно превышать 2 % по массе. Рекомендуемое содержание фибры 0,5–1,5 %. Этот параметр требует уточнения и проведения дальнейших экспериментальных исследований с целью разработки конкретных рекомендаций применительно к белорусским сырьевым материалам.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Allen, H. G. Stiffness and strength of two glass-fiber reinforced cement laminates / H. G. Allen // *Journal of Composite Material*. – 2001. – Vol. 5. – Pp. 194–207.

2. Пустовгар А. П. Повышение эффективности дисперсного армирования бетонов / А. П. Пустовгар, С. А. Пашкевич, С. В. Нефедов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://concretezone.ru/stati/23-povyshenie-effektivnosti-dispersnogo-armirovaniya-betonov>.

3. Фибры для бетона. Часть 2. Полимерные волокна. Определения, технические требования и соответствие: СТБ EN 14889-2-2009. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Стройтехнорм, 2009. – 44 с.

4. Chandra, S. Lightweight aggregate concrete. Science, Technology, and Applications / Satish Chandra, Leif Berntsson. – Norwich, New York, U.S.A.: Noyes Publications / William Andrew Publishing, 2002. – 407 p.

5. Aveston J. Fiber reinforced materials. Practical Metallic Composites / J. Aveston. – Spring Meeting Palmy. – London, 1974. – S. 3. – No 1. – 76 p.

6. Рабинович Ф. Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: моногр. / Ф. Н. Рабинович. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 560 с.

7. Yoo-Jae Kim. Mechanical Properties of Fiber Reinforced Light-weight Concrete Containing Surfactant / Yoo-Jae Kim, Jiong Hu, Soon-Jae Lee, Byung-Hee You // *Advances in Civil Engineering*. – 2010. – Vol. 2010. – Article ID 549642. – 8 p. – Электронная публикация. Режим доступа: <http://dx.doi.org/10.1155/2010/549642>.

8. Рабинович Ф. Н. Эффективность применения полимерных фибр для дисперсного армирования бетона / Ф. Н. Рабинович, С. М. Баев // *Научно-технический и производственный журнал «Промышленное и гражданское строительство»*. – № 8. – 2009. – Электронная публикация. Режим доступа: <http://www.volokno.su/documentation/articles/effectiveness.html>.

9. Tomas, U. Influence of Polymer Fiber on Strength of Concrete / U. Tomas, Jr. Ganiron // *International Journal of Advanced Science and Technology*. – 2013. – Vol. 55. – Pp. 53–66.

10. Состав бетона с фибрами. – Электронная публикация. Режим доступа: <http://betonvtomske.ru/состав-бетона-с-фибрами>.

УДК 691.32-033

ВЛИЯНИЕ КОМПОНЕНТОВ ЗАПОЛНИТЕЛЯ НА ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

СЕМЕНЮК С. Д., РЖЕВУЦКАЯ В. А.
Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Аннотация. При проектировании состава легкого бетона существует много различных формул определения его прочности при сжатии. Многие авторы считают, что решающим фактором при определении прочности бетона является активность цемента, прочность крупного заполнителя и водоцементное отношение. С этой целью были проведены экспериментальные и теоретические исследования прочности и деформативности образцов в виде кубов, призм и цилиндров на кратковременное центральное сжатие из керамзитобетона классов LC 8/10, LC 10/12, LC 16/18, CL25/28 и LC 30/33.

Введение. Легкий бетон широко применяется для наружных ограждений отапливаемых зданий, когда необходимо уменьшить вес конструкций, также он применяется в сельском хозяйстве, промышленном строительстве. Керамзитобетон используется и в гидротехническом строительстве, для наливных сооружений (танкеров).

Использование легкого бетона в строительстве снижает вес, стоимость и трудоемкость сооружений, решает проблемы энергоресурсосбережения при строительстве и техническом обслуживании инженерных сооружений и зданий, а также повысить их долговечность, надежность и безопасность при эксплуатации, уменьшить нагрузки на основание фундамента.

В Белорусско-Российском университете проводятся исследования работы керамзитобетона, на основе которых принимаются модели его прочности. В результате исследований определены кубиковая, призмная и цилиндрическая прочности, модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, а также пределы микротрещинообразования бетона.

Влияние компонентов крупного заполнителя на прочность бетона. Большинство исследователей считают, что при прочих равных факторах, определяющих состав бетона, и при одинаковых условиях твердения, его прочность определяется только водоцементным отношением (В/Ц).

Структура таких формул такая же, как и формула для подбора состава обычных бетонов и может быть выражена линейной зависимостью:

$$f_{c,cube}^G = K_0 \cdot R_u \cdot \left(\frac{Ц}{B} - A \right), \quad (1)$$

где $f_{c,cube}^G$ – прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток,

R_u – активность цемента;

$\frac{Ц}{B}$ – цементно-водное отношение;

K_0 и A – эмпирические коэффициенты, зависящие от заполнителей и технических факторов.

Н. А. Попов [1] предложил определять прочность легкого бетона в зависимости от расхода цемента Π и его активности R_y :

$$f_{c,cube}^G = K_0 \cdot R_y \cdot (\Pi - A), \quad (2)$$

где $f_{c,cube}^G$ – прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток,

R_y – активность цемента;

Π – расход цемента;

K_0 и A – эмпирические коэффициенты, зависящие от заполнителей и технических факторов.

Помимо этих данных, в формуле прочности легкого бетона И. Н. Ахвердов [2] учитывает также качество цемента путем ввода в формулу коэффициента нормальной густоты ($k_{н.г.}$).

$$R = \frac{R_y \cdot \sqrt{1 - \eta}}{\frac{1 + 1,65 \cdot k'_{н.г.}}{k'_{н.г.}} \cdot \left(\frac{B}{\Pi}\right)' - 1,65 \cdot k'_{н.г.}}, \quad (3)$$

где $\eta = \frac{\beta \cdot Q_{II}}{\Pi}$;

$k'_{н.г.} = (1 - \eta) \cdot k_{н.г.} + \eta \cdot k_{н.г.}^0$;

β – доля содержания пылевидных фракций в песке;

B/Π – берется с учетом поглощенной заполнителем воды.

Имеются зависимости, которые учитывают прочности, объемы раствора и заполнителя в бетоне с их деформативными свойствами. Это формулы предложенные Б. Г. Скрамтаевым [3]:

$$R_{\sigma} = R_p \left(v_p + v_3 \cdot \frac{E_3}{E_p} \right), \quad (4)$$

где v_p и v_3 – доли раствора и заполнителя по объему;

E_3 и E_p – соответственно их модули упругости.

А.И. Ваганов [4] в зависимости от схемы разрушения предлагает зависимость:

$$R = E_p \cdot \varepsilon_c \text{ или } R = E_p \cdot \varepsilon_3, \quad (5)$$

где ε_c и ε_3 – предельные сжимаемости скелета и заполнителя.

Большая группа исследователей предлагает, помимо некоторых параметров, учитывать прочность заполнителя R_3 .

М.З. Симонов [5] предложил такую зависимость:

$$R_{\sigma} = \frac{R_u}{0,45} \cdot \delta^2 \cdot \mu_u + R_3 \cdot (1 - \mu_u), \quad (6)$$

где $\delta = \frac{c_k}{c+b+n}$ – плотность цементного камня в бетоне, равная отношению абсолютного объема затвердевшего цементного камня в бетоне c_k к сумме абсолютных объемов цемента c , воды b воздушных пор n в бетоне; μ – показатель отношения площади разрыва по цементному камню ко всей площади разрыва.

С.Е. Фрайфельд [6] предложил для керамзитобетона такую зависимость:

$$R_{\sigma} = \left[(1 - \varphi) \cdot \frac{E_p}{E_3} + \varphi \right] \cdot R_3, \quad (7)$$

где φ – объемная концентрация керамзита в бетоне.

Ю.Е. Корнилович [7] предлагал зависимость:

$$R_{\sigma} = \frac{R_k}{\alpha_k} \cdot S_k + R_3^{ουλ} \cdot (1 - S_k), \quad (8)$$

где α_k – коэффициент концентрации напряжений в цементном камне при наличии в нем макропор;

R_k – прочность цементного камня.

В. Г. Довжик и Л. А. Кайсер предполагали, что прочность бетона определяется в зависимости от прочности раствора, прочности керамзита в цилиндре и его объемной концентрации.

А. А. Новопащин и М. М. Крябин вывели формулу прочности керамзитобетона, в которую вошла величина прочности керамзита, испытанного в гипсокерамзитобетоне по их методике. Р. Л. Маилян предложил, помимо активности цемента и его удельного расхода, ввести в формулу прочности бетона показатель прочности заполнителя, который определяется по разработанной им методике путем раскола кубика из цементного теста с втопленным в него заполнителем. А.А. Аракелян устанавливает зависимость между прочностью бетона и структурой его пор.

Ю.Е. Корнилович, И.Н. Иванов – Дятлов, С.Е. Фрайфельд, М.З. Симонов предложили определять прочность бетона в функции от прочности раствора и крупного заполнителя:

$$f_{c,cube}^G = S_{расств.} \cdot R_{расств.} + R_3 \cdot (1 - S_{расств.}), \quad (9)$$

где $R_{расств.}$ – фактическая прочность при сжатии растворной части бетона;

R_3 – фактическая прочность при сжатии крупного пористого заполнителя в бетоне;

$S_{расств.}$ – расчетная относительная площадь раствора в сечении бетона;

$1 - S_{расств.}$ – расчетная относительная площадь крупного пористого заполнителя.

Пирадов А.Б. [8] исследовал в своих трудах прочность легкого бетона на сжатие в возрасте 28 суток на различных пористых заполнителях. Используя метод теории множественной корреляции, он получил зависимость прочности бетона от четырех переменных бетонной смеси. Эта зависимость выражается уравнением регрессии.

$$f_{c,cube}^G = 10,38 \frac{Ц}{B} + 0,0441 \cdot t + 0,215 R_{ц} + 1,19 R_3 - 27,95, \quad (10)$$

где $Ц/B$ – цементно-водное отношение;

t – расход цементного теста;

$R_{ц}$ – активность цемента;

R_3 – прочность крупного заполнителя по испытанию в стандартном цилиндре.

Мешкаускас Ю.Н. [9] аналогичную формулу получил для конструкционного керамзитобетона:

$$f_{c,cube}^G = 0,051m_2 - 20,67 \frac{B}{C} + 0,651R_s - 19,32 \quad (11)$$

где m_2 – масса керамзита в 1 м^3 бетона.

Влияние компонентов бетона на его деформативные характеристики. При изучении деформационных свойств бетона под нагрузкой обычно определяют средние относительные деформации на боковых гранях образца на участках, охватывающих как зерна заполнителя, так и прослойки цементного камня. Между тем одновременное определение при этом также относительных деформаций отдельных зерен заполнителя и цементного камня способствовало бы лучшему уяснению зависимости деформативных свойств бетона от свойств его компонентов.

Подобная методика изучения деформативных свойств бетона предложена А.С. Дмитриевым. В проведенных им исследованиях бетонные призмы размером $15 \times 15 \times 45$ см после 28-суточного твердения в нормальных условиях шлифовали (боковые поверхности) на специальном станке до обнажения крупного заполнителя. Затем на шлифованные боковые поверхности наклеивали отдельно на зерна крупного заполнителя, на растворную часть и на всю поверхность бетона в целом тензодатчики на базах соответственно 20; 5 и 100 мм. Бетонные призмы испытывали на сжатие при ступенчатом повышении нагрузки с выдержкой на каждой ступени нагрузки $R_{пр}$ в течение 5 минут. Деформацию бетона и его компонентов регистрировали автоматическими измерителями АИ-1. Во время нагружения определяли границу образования микротрещин в бетоне с помощью ультразвуковой импульсной установки УЗП-62.

После рассмотрения кривых, построенных на основе полученных результатов, было видно, что во всех случаях кривые продольных деформаций бетона находятся между кривыми аналогичных деформаций растворной части и щебня. При этом кривые продольных деформаций щебня располагаются левее кривых для бетона, а щебня из пористого известняка – левее.

Опыты показали, что при сжатии бетонных призм на гранитном щебне участки раствора над и под щебнем деформируются сильнее, чем участки, расположенные по боковым поверхностям щебня.

Напряжения в зернах щебня и в растворной части заметно отличаются от определяемых обычно средних напряжений в испытываемом под нагрузкой бетоне. В нагруженном бетонном образце на гранитном щебне гранит воспринимает большие напряжения, чем раствор. Средние напряжения, приходящиеся на гранит, выше, а на раствор – ниже средних напряжений в бетонном образце.

В работе Р.К. Житкевич, посвященной изучению распределения деформаций в компонентах легкого бетона и влияния его на трещинообразование высокопрочного керамзитобетона, делаются следующие выводы:

1. Конструктивные керамзитобетоны по своей структуре могут быть подобными тяжелым в том смысле, что прочность заполнителя может превышать прочность растворной части;

2. При разрушении бетона растворная часть и керамзитовый гравий разрушаются фактически одновременно;

3. В зависимости от соотношения свойств керамзита и раствора крупный заполнитель может оказать ослабляющее и армирующее влияние на бетон и, таким образом, играть существенную роль в трещинообразовании и разрушении.

Опытные данные в области изучения сжимаемости и растяжимости бетонов на плотных и пористых заполнителях, полученные М.З. Симоновым [5], позволяют сделать следующие выводы:

1. При изучении деформативных свойств бетонов целесообразно определять как общие, так и местные деформации (непосредственно на компонентах заполнителя), поскольку такие определения способствуют выявлению неоднородности напряженного состояния в сечении, точек концентрации напряжений и вероятных очагов начала разрушения бетона;

2. Чем выше прочность бетона, тем больше его сжимаемость и растяжимость;

3. Сжимаемость и растяжимость бетона при одной и той же прочности тем выше, чем ниже модуль упругости заполнителя;

4. С повышением пористости бетона, так же как и с переходом от жирных составов к тощим, сжимаемость и растяжимость должны увеличиваться, поскольку поры в бетоне можно рассматривать как зерна заполнителя с нулевым модулем упругости.

Исследования опытных образцов. Для изготовления легкого бетона СЛ 8/10 использовали в качестве крупного заполнителя керамзитовый гравий фракций 5–10, а также гравий фракций 10–20. Состав керамзитобетонной смеси: Ц : П : Г = 1 : 0,52 : 1,05 при водоцементном отношении В/Ц = 0,46. Подбор состава керамзитобетонных смесей подбирался в соответствии с «Рекомендациями по подбору, изготовлению и применению конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетонов», подготовленных РУП «Институт БелНИИС». Плотность бетона в возрасте 28 суток – 950 кг/м³.

Бетонную смесь приготавливали вручную в лабораторных условиях. Для изготовления образцов использовались инвентарные металлические сборно-разборные формы. Экспериментальные образцы находились в естественных температурно-влажностных условиях ($t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, влажность – 90–95 %, образцы были накрыты мешковиной, поливали образцы водой в течении 7 суток).

Проведенные нами исследования позволили установить такую зависимость, как «секущий модуль продольных деформаций - напряжение или уровень напряжений» при кратковременном центральном сжатии бетонных призм. Данная зависимость с достаточно большой достоверностью описывается линейной опытно-корреляционной зависимостью.

В ходе статистической обработки результатов данных исследовались поперечные, продольные и сдвиговые деформации. При помощи статистических методов линейной корреляции устанавливались численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей.

Определялся коэффициент корреляции r (12) и средняя ошибка коэффициента корреляции m_r (13):

$$r = \frac{\sum_1^n (X_c \cdot Y_c)}{\sqrt{\sum_1^n X_c^2 \cdot Y_c^2}}, \quad (12)$$

где $\sum_1^n (X_c \cdot Y_c)$ – отклонение отдельных вариант V_x , V_y от соответствующих им средних арифметических M_x и M_y ;

n – число наблюдений.

$$m_r = \pm \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} \cdot \quad (13)$$

Линейное корреляционное уравнение вычислялось по формуле:

$$Y = M_y + r \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \cdot (X - M_x), \quad (14)$$

где σ_x, σ_y – средние квадратические отклонения.

Статистическая обработка линейных корреляционных зависимостей по усредненным показателям испытанных образцов показала, что достаточно высокой является достоверность линейности корреляционных зависимостей.

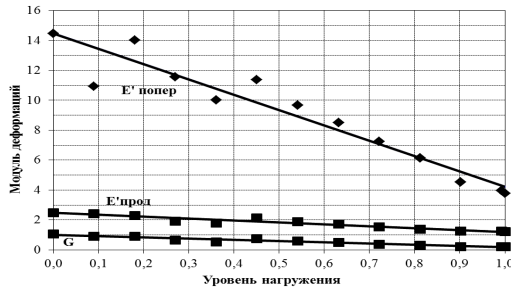


Рис. 1. Опытные и теоретические зависимости «Секущий модуль деформаций – уровень нагружения» для образцов из бетона класса LC 8/10

Важными характеристиками прочности и деформативности бетона являются пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования. Верхний предел микротрещинообразования определялся по полученным результатам испытания образцов призм при помощи построения зависимости «уровень напряжений – объемная деформация» графическим методом по усредненным экспериментальным данным. Нижний предел микротрещинообразования также определялся графическим методом по полученным экспериментальным данным. Первоначально по опытным данным была построена зависимость «уровень нагружения – коэффициент Пуассона». Коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечных относительных деформаций к продольным или как отношение продольного модуля деформаций к поперечному для каждой ступени нагружения.

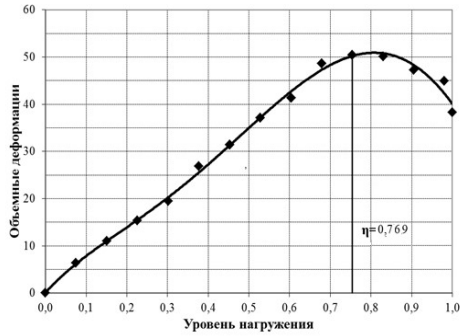


Рис. 2. Корреляционные зависимости «уровень нагружения-объемные деформации» для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток.

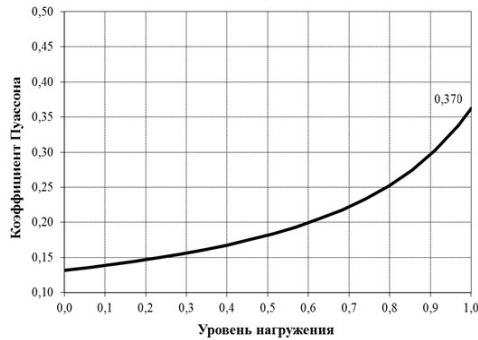


Рис. 3. Корреляционные зависимости «уровень нагружения-коэффициент Пуассона» для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток

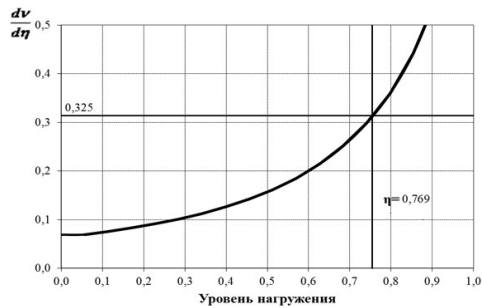


Рис. 4. Корреляционные зависимости (первая производная) для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток

Предел нижнего микротрещинообразования был определен, взяв вторую производную от коэффициента Пуассона.

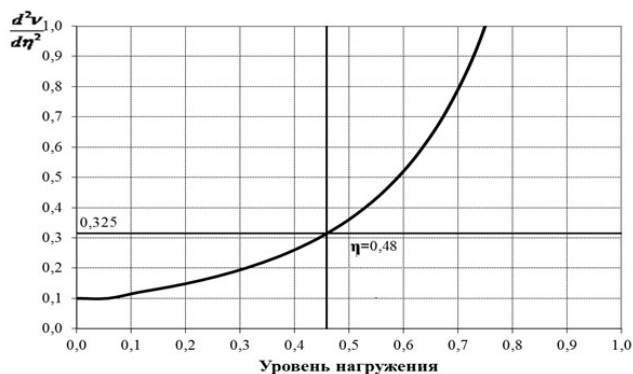


Рис. 5. Корреляционные зависимости (вторая производная) для образцов из бетона класса LC 8/10 в возрасте 28 суток

Заключение. В результате исследований определены кубиковая, призмная и цилиндрическая прочности, модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, а также пределы микротрещинообразования бетона.

Пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования необходимы для назначения эксплуатационных нагрузок. До предела нижнего микротрещинообразования материал будет работать упруго. И деструктивные процессы в нем не происходят. При уровне загрузки больше или равному верхнему пределу микротрещинообразования происходит интенсивное развитие трещин и материал может разрушиться. Не целесообразно эксплуатационные нагрузки задавать выше, чем уровень верхнего микротрещинообразования.

Следует сделать вывод, что прочность бетона зависит не только от активности цемента, водоцементного отношения, прочности крупного заполнителя, но также и от ряда других факторов, которые необходимо принимать во внимание.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попов Н.А. Новые виды легких бетонов / Н.А. Попов. – М.: Госстройиздат, 1959. – 83 с.

2. Ахвердов И. Н. Механика деформирования и разрушения бетона в свете новых исследований по структурообразованию цементного камня / И. Н. Ахвердов // Доклады на 4 конференции по бетону и железобетону –Рига, 1966. – 51–56 с.
3. Скромтаев Б. Г. Исследование прочности бетона и пластичности бетонной смеси / Б.Г. Скромтаев. – Москва, 1936. – 222 с.
4. Ваганов А. И. Исследование свойств керамзитобетона / Ваганов А.И. – М.: Госстройиздат, 1960. – 65 с.
5. Симонов М. З. Основы технологии легких бетонов / Симонов М.З. – М.: Стройиздат, 1973. – 58 с.
6. Фрайфельд С.Е. Собственные напряжения в железобетоне / Фрайфельд С. Е. – М.: Госстройиздат, 1941. – 152 с.
7. Корнилович Ю. Е. О формуле прочности легких бетонов / Ю.Е. Корнилович, Ю. Д. Набиевский // Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве. под ред. Бужевича Г. А., Корнева Н. А. – М., 1966. – 90–98 с.
8. Пирадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона / Пирадов А.Б. – М.: Стройиздат, 1973. – 133 с.
9. Мешкаускас Ю. И. Конструктивный керамзитобетон / Мешкаускас Ю. И. – М.: Стройиздат, 1977. – 87 с.

УДК 624.012

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ С ЛЕГКИМИ БЕТОНАМИ

СЕМЕНЮК С. Д., СЕДЛЯР Т. Н.
Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Действующие в Республике Беларусь нормативные документы по расчету бетонных и железобетонных конструкций [1] распространяются на конструкции из бетонов со средней плотностью от 2000 до 2800 кг/м³. Легкие бетоны имеют плотность меньше, чем 2000 кг/м³ и, следовательно, не могут подчиняться существующим нормативным правовым актам по проектированию.

Расчеты и конструирование может быть выполнены только по нормам бывшего СССР [2], однако на территории Республики Беларусь они не имеют силы. Следовательно, существует необходимость создать нормативную базу для легких бетонов, где будут раскрыты такие вопросы, как сцепление арматуры и бетона, анкеровка легкого бетона, величина защитного слоя и т.д. В связи с этим существует необходимость исследовать поведение арматуры серповидного профиля в легких бетонах. Для этого необходимо провести испытание трех серий образцов, включающих в себя экспериментальные исследования керамзитобетона класса LC16/18, LC25/28, LC30/33 со значениями длины анкеровки в пяти вариантах для стержней класса S500 и диаметром 10, 12, 14 и 16 мм с характеристиками, соответствующими СТБ 1704-2012 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций [3].

Подбор составов бетонной смеси производился согласно Рекомендаций РУП «БелНИИС» по подбору, изготовлению и применению конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитожелезобетонов [4]. Конструктивные схемы анкеровки экспериментальных образцов даны на рисунке 1.

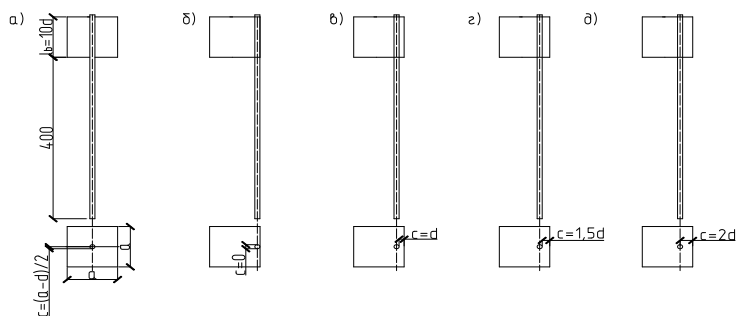


Рис. 1. Конструктивные схемы экспериментальных образцов призм ($a = 150$ мм)

Призмы имеют поперечное сечение $150 \times 150 \times 600$ мм (6 шт. в серии), в которых будут размещаться стержни диаметром 10, 12, 14, 16 мм. Длина анкеровки будет равна $l_b = 10 \cdot d$, или 100, 120, 140, 160 мм соответственно. Изготавливаются сразу по 2 образца. Вместе с призмами изготавливаются кубы с размерами ребра 150 мм (по 9 шт. в серии), цилиндры $\varnothing 150$ мм и высотой 300 мм (9 шт. в серии)

и 6 балок в каждой серии с размерами поперечного сечения 100×150 мм длиной 1400 мм, длина анкеровки будет находиться в пределах $l_b = (10 \div 20) \cdot d$. Следует также обратить внимание, что для легких бетонов минимальную толщину защитного слоя следует увеличивать на 5 мм от величины защитного слоя для тяжелых бетонов.

Испытание бетонных образцов будет проходить по стандартным методикам по ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения prizменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона» [5]. Испытание планируется провести на разрывной машине ИР 6055-500-0. Бетонный образец фиксируется при помощи свободных концов арматуры и закрепляется в неподвижном захвате разрывной машины.

В процессе испытаний бетонных образцов необходимо фиксировать следующие параметры:

- 1) характер нарушения сцепления и максимальное усилие, при котором сцепление не нарушено;
- 2) усилие, соответствующее перемещению незагруженного конца арматуры на 0,2 мм;
- 3) перемещения незагруженного (свободного) конца арматурного стержня;
- 4) перемещения загруженного конца арматурного стержня.

Для изучения влияния вида профиля арматуры на трещинообразование, деформации, прочность и характер разрушения изгибаемых железобетонных элементов, необходимо будет контролировать следующие величины:

- характер разрушения образца;
- величину предельной нагрузки;
- момент образования трещин;
- величину раскрытия трещин;
- перемещения концов арматуры относительно бетона торцов балок;
- прогиб балки.

Нагрузки будут производиться ступенями с выдержкой на этапе 5–7 мин., в течение которой снимаются показания по приборам. Величина нагрузки на каждом этапе увеличивается на 25 кН.

Приращения нагрузки на этапах перед образованием наклонной трещины и перед разрушением балок будут уменьшены вдвое.

Продольные деформации стягивания арматуры в бетон с обоих концов балок необходимо измерять при помощи индикаторов часового типа, которые крепятся к струбцинам установленных на торцах балок. Прогибы в середине пролета будут измерены прогибомерами. В процессе испытаний визируется момент появления трещин, и на балке отображается нагрузка, при которой эта трещина появилась. Момент появления трещин определяется визуально с помощью лупы. Также на балке необходимо будет зарисовывать появившиеся трещины, и определить ширину их раскрытия в местах ее пересечения с продольной и поперечной арматурой, после чего образец зафотографировать. Ширину раскрытия трещин также необходимо измерять.

Представленная программа эксперимента позволит определить сцепление арматуры серповидного профиля с легкими бетонами, а также усовершенствовать методику расчета анкеровки арматуры в соответствии с действующей нормативной базой.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992 -1-1-2009 Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Министерство архитектуры и строительства. – Минск., 2010.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СТБ EN 1704-2012 . Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. – Введ. 20.04.2012. – Минск: Госстандарт, 2012. – 16 с.
4. Рекомендации по подбору составов, изготовлению и применению модифицированных химическими и минеральными добавками конструктивно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетонов / РУП «Институт БелНИИС» - Минск, 2013. – 38 с.
5. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.– Госкомитет СССР по делам строительства. -М., 1981– 20 с.

ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ЭФФЕКТИВНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ПОСТ-НАПРЯЖЕНИЯ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

СИДОРОВА А. И

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Выбор вида фундамента в первую очередь зависит от места строительства, т. е. грунтовых условий на строительной площадке. Преимущества применения плитного фундамента следующие: снижение объема земляных работ при незаглубленном фундаменте, относительная простота монтажа, большая несущая способность, что дает вариативность планировки помещений, использование в качестве пола цокольного этажа, устойчивость к грунтовым водам при правильной гидроизоляции. Но недостатки плитных фундаментов, из-за которых они не получили широкое распространение – это высокая стоимость (из-за большего расхода арматуры и бетона) и относительно долгий срок возведения. Пост-напряженные фундаменты проектируются по методу РТИ (Институт Пост-напряжения), впервые опубликованном в 1980 году [1, 2].

Основные преимущества применения технологии пост-напряжения для плитных фундаментов на просадочных грунтах: уменьшение толщины плиты, т. е. расхода бетона; уменьшение количества рабочих швов; снижение трещинообразования, повышение целостности плитного фундамента; применение относительно небольшого количества арматурных канатов; увеличение расстояния между арматурными канатами дает большее пространство для рабочих при заливке бетона; относительно свободное расположение арматурных канатов в плане для обхода технологических отверстий; сокращение времени возведения.

Выделяют 4 типа плитных фундаментов: тип I – без армирования, тип II – армирование для предотвращения температурных и усадочных трещин, тип III – конструктивное армирование (для восприятия нагрузок), тип IV – структурные плиты (не фундаментные).

При проектировании и устройстве плитных фундаментов II типа важно определить коэффициент трения при напряжении стальных канатов.

Рекомендуемая минимальная сила натяжения по манометру домкрата $N = 0,05 A$ для плитного фундамента типа II, учитывая все потери, в том числе потери на трение с грунтовым основанием. В тех случаях, когда можно предсказать появление значительных усадочных трещин, трещинообразование можно уменьшить, увеличивая минимальную силу натяжения по манометру домкрата до $N = 0,10 A$. На рисунке 1 показано распределение расстояний между стальными арматурными канатами в зависимости от длины и толщины плитного фундамента при минимальной силе натяжения по манометру домкрата $N = 0,10 A$ и коэффициенте трения $\mu = 0,75$ и выделена область эффективного применения плитных фундаментов с преднапряжением в построечных условиях.

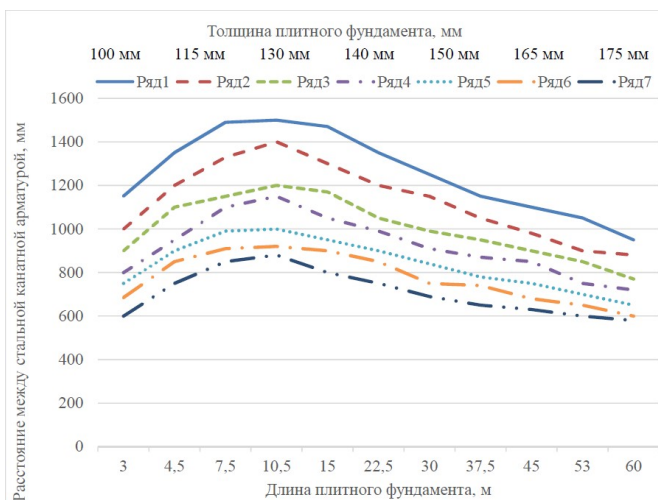


Рис. 1. Область эффективного применения плитных фундаментов с преднапряжением в построечных условиях (коэффициент трения $\mu = 0,75$, $N = 0,10 A$, где N – сила натяжения по манометру домкрата, A – потери от трения в анкере) [1]

Из рис. 1 видно, что для предотвращения температурных и усадочных трещин экономически целесообразно применять преднапряженные плитные фундаменты длиной 7–15 м, с расстоянием

между стальной канатной арматурой 850–1450 мм в зависимости от необходимой по расчету толщины плитного фундамента (100–175 мм).

Рассматривая особенности проектирования и устройства плитного фундамента по типу III, главным остается вопрос о толщине и количестве армирования данного типа фундамента. Учитывая, что рекомендуемая минимальная сила натяжения по манометру домкрата $N = 0,10 A$, требуемая толщина пост-напряженного плитного фундамента может быть определена эквивалентно определению толщины фундаментной плиты без преднапряжения.

Как отмечают в своей статье «Опыт и перспективы выполнения предварительного напряжения конструкций в построечных условиях на примере устройства фундаментной плиты» к.т.н. Образцов О.Л. и Дорогокупец Н.В., применение технологии пост-напряжения при устройстве плитных фундамента позволяет снизить расход бетона на 1 м² поверхности до 2 раз и расход арматуры до 4 раз, а также сократить толщину песчаной подготовки до 100 мм [3]. Авторы сравнили экономический эффект при возведении свайно-плитного фундамента без преднапряжения и плитного фундамента с преднапряжением в построечных условиях, и пришли к выводу, что предварительное напряжение фундаментной плиты существенно уменьшает материалоемкость устройства фундамента. Но из-за отсутствия достаточного опыта и оборудования у подрядных организаций эта технология не получила должного распространения и применения в строительстве в Республике Беларусь.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Post-Tensioning Manual / Sixth edition – Theodore L. Neff and others, – РТІ, 2006, USA, 370р.
2. General Considerations for Post-Tensioned Slabs on Ground, Bryan Allred, – Structure magazine, January 2010, USA, pp.10-12.
3. Образцов О.Л., к.т.н., Дорогокупец Н.В. Опыт и перспективы выполнения предварительного напряжения конструкций в построечных условиях на примере устройства фундаментной плиты // ОДО "БрИГ". [Брест, 2017]. URL: <http://www.brig.by/node/10> (дата обращения 01.02.2017)
4. Грунты. Классификация : СТБ 943-2007. – Введ. 01.01.2008. – Минск : Госстандарт, 2007. – 28 с.

5. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 01.07.2012. – Минск : Госстандарт, 2012. – 112 с.

6. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: учебное пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В.В. Латыш, С.Н. Леонович. – Минск : БНТУ, 2006 – 56 с.

7. Передков, И.И. Классификация и сравнительный анализ систем предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях// И.И. Передков, С.Н. Леонович // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства: сборник научно-технических статей (материалы научно – методического семинара), 22–23 мая 2013 г. В 2 ч. Ч. 1 / ред. колл.: В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013. – С. 123 – 130.

УДК 624.04

ОТКЛИК ДЕФОРМИРУЕМЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СКОРОСТНУЮ НАГРУЗКУ

СИДОРОВИЧ Е. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Рассматривается динамическое взаимодействие деформируемых несущих конструкций сооружений произвольного назначения с перемещающимися по ним скоростными объектами.

Дискретная расчетная модель сооружения полагается линейно деформируемой и задаётся с требуемой степенью детализации матрицей жесткости. Для построения матрицы жесткости применяется проектно-вычислительные комплексы, специальные или любые известные, реализующие метод конечных элементов. Нагрузка от подвижных объектов передаётся в заданной очередности к заданному подмножеству узлов дискретной расчётной модели [7], образуящую путь движения объектов. Расчетная модель движущегося объекта

представляется линейным участком равномерно распределённой нагрузки (и массы). Интенсивность нагрузки, длина и количество участков, разрывы между участками не лимитируются. Это позволяет моделировать как отдельные силовые (сосредоточенные или распределённые) воздействия, так и поезда произвольно расположенных силовых воздействий неограниченной длины. Следует отметить, что сосредоточенное силовое воздействие, как таковое, не рассматривается, а заменяется распределённой нагрузкой по площадке контакта колеса экипажа с деформируемым сооружением по пути движения. Передача распределённых нагрузок на сооружение осуществляется по узловому принципу передачи нагрузок [1]. Скорость движущегося объекта или поезда объектов полагается заданной и постоянной за всё время взаимодействия сооружения и движущегося объекта (объектов).

Особенности численного решения. Дифференциальные уравнения движения рассматриваемой системы «сооружение - подвижная нагрузка» могут быть представлены в стандартном прямом виде:

$$M\ddot{\vec{y}} + H\dot{\vec{y}} + R\vec{y} = \vec{F}(x, t), \quad (1)$$

где M – матрица масс дискретной расчётной модели сооружения с n степенями свободы;

H – матрица коэффициентов демпфирования;

R – матрица жесткости дискретной расчётной модели;

\vec{y} – вектор динамических перемещений узлов дискретной расчётной модели сооружения;

$\vec{F}(x, t)$ – вектор узловых сил, вызванных скоростной подвижной нагрузкой.

Вектор узловых сил является переменным. В каждый конкретный момент времени загружены только узлы, контактирующие с нагрузкой. Значения контактных узловых сил зависят от текущего времени t и от текущего положения нагрузки, определяемого абсциссой x её характерной точки. Причем $x = vt$, где v – постоянная скорость перемещения всей нагрузки. Следовательно, значения узловых сил определяются весом подвижных объектов и вертикальными силами инерции.

Если рассматривать безотрывное движение скоростных объектов по сооружению, то ордината текущей контактной точки траектории подвижного объекта и ордината динамического перемещения контактного узла сооружения будут совпадать. Таким образом, динамическое вертикальное перемещение контактной точки следует рассматривать как функцию двух переменных $y = y(x, t)$, и вертикальное ускорение такой точки принято вычислять по известной формуле [2, 5, 8]:

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + 2v \frac{\partial^2 y}{\partial t \partial x} + v^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}. \quad (2)$$

Умножая выражение (2) на массу подвижной нагрузки, получим три составляющие распределенных вертикальных сил инерции, передаваемых на контактные узлы ускоряющимися в вертикальном направлении (но движущимися по горизонтали с постоянной скоростью) массами подвижных объектов:

$$q_1 = -m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}, \quad q_2 = -2mv \frac{\partial^2 y}{\partial t \partial x}, \quad q_3 = -mv^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}. \quad (3)$$

Подставив зависимости (3) в систему уравнений движения (1), объединим первую составляющую из (3) с силами инерции масс сооружения из (1) и разрешим уравнения (1) относительно ускорений узлов дискретной модели сооружения:

$$\ddot{\vec{y}} = [M + M(q_1)]^{-1} [\vec{F}_0(q_0) + \vec{F}_2(q_2) + \vec{F}_3(q_3) - H\dot{\vec{y}} - R\vec{y}], \quad (4)$$

где q_0 – вес подвижных объектов, т. е. интенсивность скоростной нагрузки их моделирующей;

$M(q_1)$ – доля массы подвижного объекта, приходящаяся на соответствующий контактный узел в текущий момент времени.

Форма записи уравнений (4) как дифференциальных уравнений движения говорит о том, что три первых слагаемых, стоящие в квадратных скобках, эквивалентны неким как бы «внезапно приложенным силам». Четвёртое слагаемое – это силы демпфирования, а пятое – силы упругости.

Дифференциальные уравнения движения (4) разрешены относительно вторых производных и пригодны для прямого численного

интегрирования одношаговым методом Рунге-Кутты [4]. Согласно одношаговому методу численного интегрирования дифференциальных уравнений движения величины, зависящие от времени и стоящие в правой части уравнений (4), относятся к текущему временному шагу. То есть являются известными, выражаемыми, можно сказать, через начальные условия по времени. Через них вычисляются и вторые производные узловых перемещений, т. е. ускорения (левая часть системы (4)). Перемещения и скорости (первые производные) узловых перемещений, относящиеся к последующему шагу, определяются согласно алгоритму рассматриваемого метода Рунге-Кутты [4].

Однако, в правой части уравнений (4) остались слагаемые, содержащие производные по пространственной координате x . Это центробежная составляющая F_3 (вторая частная производная по x) и составляющая F_2 , или сила Кориолиса (вторая смешанная частная производная по t и по x). Их приходится вычислять численно и, к сожалению, с меньшим порядком точности, чем порядок точности основного метода Рунге-Кутты.

Для вычисления второй частной производной в контактном узле по пространственной переменной использованы центральные разностные формулы второго порядка точности, оперирующие с перемещениями узлов сооружения текущего временного шага по пути следования нагрузки. Для вычисления смешанной второй производной при численном дифференцировании по времени приходится сохранять перемещения узлов сооружения, вычисленные на предыдущем временном шаге. Таким образом, метод численного интегрирования общих уравнений движения становится двухшаговым. По сохранённым перемещениям предыдущего и текущего шагов по времени по центральным разностным формулам вычисляются первые производные по x в соответствующих контактных узлах. Затем применяется левое разностное отношение для вычисления первой производной по времени t от вычисленных первых производных по x . Как показали специально проведенные численные эксперименты, такой порядок численного вычисления второй смешанной частной производной даёт наиболее близкое приближение к точному результату.

Алгоритм вычисления правой части уравнений (4) организован следующим образом. На каждом текущем шаге по времени последовательно рассматриваются узлы дискретной расчётной схемы.

Определяется положение нагрузки, соответствующее данному временному шагу, вычисляется силовое давление и доля подвижной массы, приходящиеся на этот узел. Вычисляются силы Кориолиса и центробежные силы, отвечающие этому узлу. Эти как бы «внезапно приложенные силы» сохраняем неизменными в течение текущего временного шага. Чтобы получить решение на последующем временном шаге, управление передается алгоритму Рунге-Кутты, в котором учитываются силы демпфирования и силы упругости.

Итогом работы разработанного алгоритма и составленного программного комплекса являются массивы перемещений, скоростей и ускорений всех узлов дискретной модели сооружения на заданном временном интервале с заданным шагом по времени. Для удобства обозрения и анализа получаемых результатов созданы специальные программные модули, дающие возможность производить выборки данных с задаваемыми более крупными шагами на задаваемых интервалах, как по времени, так и по пути следования подвижных объектов. Создан особый программный модуль, позволяющий отслеживать во времени точки контакта с сооружением заданной точки движущегося объекта и строить график траектории движения этой точки объекта.

Этапы тестирования разработанного алгоритма и составленных программных модулей, а также численные исследования некоторых конструкций с целью выявления условий баллистического движения скоростных объектов при их отрыве от несущих конструкций были рассмотрены в предшествующих работах [6, 7]. В данной работе подобные исследования продолжены с учетом влияния не только центробежных сил, вызываемых движением скоростных объектов по криволинейным траекториям, но и с учетом сил Кориолиса, хотя, как отмечается в некоторых исследованиях [3, 5, 8], принято считать, что их влияние на типовые сооружения незначительно.

Результаты численных исследований. В качестве объекта исследования был выбран прототип металлического однопольного моста (рис. 1, фото из интернета). Дискретная расчетная модель подобного объекта пролетом 60 метров с поперечными балками и неразрезными продольными балками описана в [7], имеет 148 динамических степеней свободы. Скоростная нагрузка движется по продольным неразрезным балкам. Путь движения длиной 60 метров разбит на 120 элементов.

Данная дискретная модель обладает переменной вертикальной отпорностью, что позволяет учесть влияние поперечных балок на колебания всего сооружения, так называемый «балочный эффект». Для уточнения результатов можно увеличить как степень динамической свободы, так и количество элементов. В качестве подвижного объекта принята транспортная нагрузка Н 14 (НК 100) (рис. 1). Сосредоточенные силы, равные $P = 252$ кН, заменены участками равномерно распределённой нагрузки $q = 1260$ кН/м.

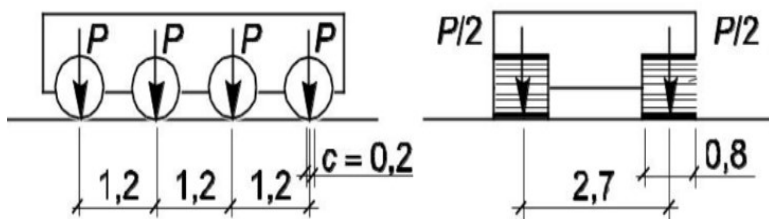


Рис. 1. Нагрузка Н 14 (НК 100)

При статическом расположении одного участка такой распределённой нагрузки над узлом расчетной схемы на этот узел передается статическая сила $F_{ст} = 226,8$ кН (шаг узлов равен полуметру). Максимальное статическое перемещение середины пролёта рассматриваемого сооружения от полной нагрузки Н-14 составляет 20,31 мм [7]. При скорости 20 м/сек движение нагрузки Н14 по проезжей части сооружения, не имеющей неровностей, сохраняется безотрывным. При этом, максимальный прогиб составил 21,3 мм. Распределение суммарного давления от первого колеса нагрузки Н14 (первые три слагаемые в квадратных скобках в (4)). Максимальное значение равно 236 кН и мало изменяется по длине пролёта.

При наличии на проезжей части неровностей характер взаимодействия подвижной нагрузки с сооружением изменяется. Так, при параболической впадине глубиной 1,5 сантиметра на длине от 20-го по 22-й метры шестидесятиметрового пролёта движение нагрузки при скорости 20 м/сек становится отрывным.

Безотрывность движения на неровности длиной 2 метра восстанавливается при скорости 10 м/сек. Максимальное давление при этом составляет 302,8 кН. Резкие изменения давления в начале и на конце неровности обусловлены переломом профиля проезжей части, а на середине неровности – максимальной кривизной.

Подобные явления имеют место и на плавных относительно длинных неровностях.

Особенности компьютерных технологий анализа результатов численных исследований. В процессе тестирования алгоритмов и программных модулей и выполнения численных экспериментов по теме данного исследования был установлен факт, показывающий с какой осторожностью и с пониманием сути исследуемых процессов необходимо относиться к результатам, выдаваемым компьютером.

Итак, был получен некий числовой массив длиной в 15 тысяч элементов, описывающий колебания одной из точек некоего сооружения. Чтобы обозреть этот массив чисел и сделать выводы, был использован сертифицированный программный модуль-графопостроитель, неоднократно применяемый ранее, который автоматически выдал график, показанный на рис. 2.

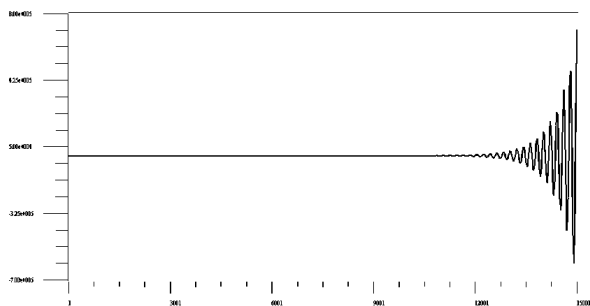


Рис. 2. График колебательного процесса на интервале 1–15 001

Из анализа данного графика следует однозначный вывод: динамический процесс относится к резонансному типу.

Для детализации графика обозримый интервал был уменьшен втрое. Из анализа второго графика с уменьшенным интервалом обзора следует несколько иной вывод: динамический процесс по-прежнему относится к резонансному типу, но с биениями.

Выводы. Усовершенствованы численные алгоритмы и программные модули динамического расчёта деформируемых сооружений произвольного назначения на действие скоростных нагрузок, совершающих безотрывное движение по сооружению.

В расчёте учитываются силы инерции масс сооружения и нагрузки, влияние статических прогибов, строительных подъёмов и несовершенств проезжей части в виде переломов, выпуклостей и вогнутостей на силы взаимодействия между движущимися объектами и деформируемым сооружением.

Установлены критерии перехода безотрывного движения скоростных объектов в их баллистическое движение.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.
2. Динамика конструкций при воздействии кратковременных нагрузок / С.С. Кохманюк, А.С. Дмитриев, Г.А. Шелудько и др. – Киев: Наукова думка, 1989. – 304 с.
3. Кадисов, Г.М. Конечно-элементное моделирование динамики мостов при воздействии подвижной нагрузки / Г.М. Кадисов, В.В. Чернышов // Инженерно-строительный журнал. – 2013, № 9. – С. 56 – 63.
4. Камке, Э. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям / Э. Камке. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1981. – 704 с.
5. Пановко, Я.Г. Устойчивость и колебания упругих систем / Я.Г. Пановко, И.И. Губанова. – М.: Издательство «Наука», Главная редакция физико-математической литературы, 1967. – 420 с.
6. Сидорович, Е.М. Динамика транспортных сооружений при действии подвижной нагрузки / Е.М. Сидорович, Д.Е. Сидорович // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского Союза в области строительства: сб. научн.-техн. статей: в 2-х ч., Мн.: БНТУ, 2013. – ч. 1. – С. 191 – 198.
7. Сидорович, Е.М. Обоснование динамических коэффициентов при инерционной подвижной нагрузке / Е.М. Сидорович // Инновационная подготовка инженерных кадров на основе европейских стандартов (еврокодов). – Минск: БНТУ, 2017. – С. 128 - 139.

**К ВОПРОСУ О ВЫБОРЕ ОПТИМАЛЬНЫХ
ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ
РЕШЕНИЙ АДМИНИСТРАТИВНО-БЫТОВЫХ
СКЛАДСКИХ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
ТРАНСПОРТНО-ЛОГИСТИЧЕСКИХ ЦЕНТРОВ,
ВОЗВОДИМЫХ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

СЫРИЦА И. С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Возведение транспортно-логистических центров (ТЛЦ) на сегодняшний день является одним из наиболее популярных, экономически выгодных и востребованных видов строительства.

В настоящее время в Беларуси в рамках Республиканской программы развития логистической системы и транзитного потенциала на 2016–2020 годы при благоприятных внешних условиях предусматривается увеличение объема оказываемых логистических услуг в Республике Беларусь к 2020 году в 1,5 раза по отношению к 2015 году, что составит около 2258 млрд рублей. При этом общая складская площадь логистических центров различной функциональности к 2020 г. увеличится в 1,64 раза и составит более 656 тыс. кв. метров [1].

Проведенный анализ принципов планировки и застройки участков строительства, объемно-планировочных и конструктивных решений складских, административно-бытовых зданий и сооружений ТЛЦ, построенных в Беларуси в период 2010–2017 гг., показал, что основными критериями выбора оптимальных решений ТЛЦ являются:

- градостроительная значимость ТЛЦ;
- функционально-технологические особенности ТЛЦ с учетом соответствия требованиям, предъявляемыми к складской недвижимости классов «А», «В», «С»;
- рациональное использование территории строительной площадки под застройку в целом с учетом размещения здания ТЛЦ, сооружений инженерной инфраструктуры для его обслуживания и благоустройства;

- увязка объемно-планировочного и конструктивного решения зданий и сооружений ТЛЦ с существующей застройкой, особенностями существующего рельефа местности;
- стоимость строительных конструкций зданий и сооружений;
- стоимость возведения зданий и сооружений;
- стоимость инженерных сетей и благоустройства;
- сроки возведения;
- универсальность планировочного и конструктивного решения зданий и сооружений ТЛЦ в случае изменения технологических процессов;
- пожарная и экологическая безопасность возводимых складских и административно-бытовых зданий, как в случае их эксплуатации по проектной технологии складских процессов, так и в случае ее изменения при новых условиях бизнеса;
- энергетическая эффективность здания ТЛЦ.

Вышеуказанные критерии находятся в тесной взаимосвязи друг с другом.

На сегодняшний день современные ТЛЦ, возводимые, как правило, за чертой крупных городов, представляют собой автономные промышленные центры со своей инженерной системой обеспечения в виде отдельных локальных модулей: очистными сооружениями, основными и резервными источниками энергоснабжения, сооружениями противопожарной защиты.

Начиная инвестиционный проект по возведению ТЛЦ Заказчик (инвестор, застройщик и др.) и Генеральный проектировщик вынуждены изначально решать сложный вопрос, касающийся выбора рационального и экономически обоснованного объемно-планировочного и конструктивного решения складского и административно-бытового здания(блока) ТЛЦ в увязке с вышеуказанными критериями выбора оптимальных решений.

При выборе объемно-планировочного и конструктивного решения здания Заказчика (инвесторы, застройщики и др.), как правило представители бизнеса, заботящиеся только о получении скорейшей прибыли от возводимого объекта, зачастую не компетентны в правильности оценки решения согласно приведенным в данной статье критериям. Сравнительный анализ даже основных технико-экономических показателей возведенных зданий складских зданий ТЛЦ выполнить не представляется возможным ввиду отсутствия

официально опубликованных данных о стоимости строительства и конфиденциальности данной информации. Проектировщики на предпроектной стадии работ, как правило, предлагают Заказчикам известные («отработанные» ими на других объектах) объемно-планировочные и конструктивные схемы или проводят вариантное проектирование по указанию Заказчика.

Вместе с тем, исходя из сложившейся практики проектирования и строительства в Республике Беларусь, уже сейчас можно выделить и обозначить оптимальные объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений складских комплексов ТЛЦ.

В частности, основными характеристиками оптимальных объемно-планировочных и конструктивных решений складских и административно-бытовых зданий (помещений) комплексов ТЛЦ, возводимых в течение последних 7-ми лет являются:

- применение каркасной конструктивной схемы, с высотой до низа стропильных конструкций 9–14 м; размерами складов в поперечном направлении (в осях) 48 м, 60 м, 72 м, 120 м;

- выполнение каркасов зданий складов железобетонными, металлическими или по «смешанной» (наиболее распространенной) схеме, в которой: колонны выполняются железобетонными, несущие стропильные и подстропильные конструкции покрытия - в виде металлических ферм типа "Молодечно"; на выбор материала и конструкции каркаса значительное влияние, кроме традиционных технико-экономических показателей, оказывает стоимость проведения дорогостоящих мероприятий по обеспечению огнестойкости стальных конструкций при строительстве и эксплуатации;

- назначение шага колонн каркаса в продольном направлении – 6 м («крайние» ряды колонн) и 12 м («средние» ряды колонн); установка по «средним» рядам колонн в продольном направлении подстропильных конструкций (ферм, балок), позволяющих устроить сетку колонн с шагом 12×12 м, при пролетах стропильных конструкций 18, 24, 30, 36 м;

- расположение административно-бытовых помещений (зданий, корпусов, блоков) в виде пристроек или встроенными в здание склада на "антресольных" этажах;

- выполнение наружных ограждающих конструкций из эффективных трехслойных металлических сэндвич-панелей с вертикальным или горизонтальным их расположением (разрезкой) на фасадах;

- устройство «теплой» кровли с использованием в качестве верхнего покрытия экономичной полимерной кровельной мембраны, характеризующейся долговечностью, простотой в использовании, высокой скоростью монтажных работ;
- выполнение полов складов монолитными железобетонными с традиционным армированием или армированием металлической фиброй различного профиля под нагрузку 50-10 кН/м² с устройством верхнего износостойкого полимерного покрытия;
- применение стеллажного оборудования для складирования товаров в 5–6 уровней;
- применение систем автоматического пожаротушения с внутрестеллажным и межстеллажным расположением водяных оросителей;
- применение пассивной молниезащиты здания ТЛЦ в виде арматурной сетки, укладываемой по верху кровельного покрытия;
- правильная оценка и учет в расчетах несущих конструкций здания вероятных временных (технологических) нагрузок, возникающих вследствие крепления (подвески) к ним трубопроводов инженерных систем: автоматического пожаротушения, вентиляции, кондиционирования, энергоснабжения, систем молниезащиты; указанные нагрузки требуют уточнения значений и характера воздействия на предпроектной стадии работ.

Основными характеристиками оптимальных объемно-планировочных и конструктивных решений инженерных сооружений ТЛЦ, возводимых за пределами городской черты в течение последних 7-ми лет, являются:

- применение отдельных локальных очистных сооружений хозяйственно-бытовых (мощностью 30–60 м³ /сут.) и ливневых стоков (30–60 л/сек), выполненных из полимерных материалов;
- направление очищенных хозяйственно-бытовых стоков в систему подземных фильтрационных тоннелей, собираемых из отдельных модулей;
- направление очищенных ливневых стоков в пруд – испаритель объемом 500–1000 м³;
- организация двух видов ливневой канализации: условно «чистой» воды с крыш зданий ТЛЦ, направляемой в пруд–испаритель, и загрязненных вод с дорог и проездов, направляемых на очистные сооружения, а затем в пруд-испаритель;

- применение блочных трансформаторных подстанций полной заводской готовности мощностью 600–2000 кВт;
- возведение монолитных железобетонных резервуаров для хранения противопожарного запаса воды объемом 400–800 м³.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Государственная программа развития транспортного комплекса Республики Беларусь на 2016–2020 годы. — [Электронный ресурс]. — Режим доступа: <http://www.government.by/upload/docs/file591cd03b057946c1.PDF>. — Дата доступа: 20.12.2016.

УДК 624

К ВОПРОСУ ОБОСНОВАННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

ФОМИЧЕВ В. Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Строительство является весьма важной отраслью народного хозяйства, поскольку обеспечивает необходимой инфраструктурой другие отрасли и тем самым способствует развитию страны. При этом в возводимых зданиях и сооружениях должны использоваться эффективные и экономичные конструктивные решения, которые будут в течение всего срока службы обеспечивать безопасную эксплуатацию, т. е. обладать необходимой надежностью.

В средние века в Европе начали закладываться научные основы расчетов конструктивных элементов для различных механических систем. Формулировались соответствующие тому уровню развития науки и техники предпосылки и предложения по прочностным расчетам отдельных элементов. В течение нескольких последующих столетий на основе проводимых исследований представления о несущей способности различных конструктивных элементов и методы их расчетов постоянно совершенствовались.

В СССР теория расчетов строительных конструкций зданий и сооружений достигла наивысшего уровня. Это выразилось в разработке выдающимися советскими учеными и специалистами и внедрении в практику строительства (середина 50-х годов прошлого века) метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям.

В Европейском союзе при проектировании и строительстве в обязательном порядке используются Еврокоды. При поставках в ЕС различной продукции строительного назначения (материалы, изделия и др.) должны соответствовать стандартам ЕС, но при этом на них существуют ограничения-квоты.

В Европе имеется значительная конкуренция между фирмами и организациями за участие в проектировании и строительстве различных объектов. Этот рынок давно поделен и «чужих» там не ждут и не пускают.

Реально единственным местом, где могут быть востребованы знания и опыт проектных и строительных организаций Республики Беларусь, это Российская Федерация и страны, входящие в ЕАЭС. Игнорирование этого фактора приводит к реальной потере огромного рынка России, а также никак не соответствует положениям Договора о Союзном государстве между РБ и РФ.

Применяемые в настоящее время в РФ строительные нормы проектирования использовались многие десятилетия, неоднократно обновлялись на основе достижений науки и техники и опыта эксплуатации. Весьма существенным является тот факт, что перед введением обновленных норм проектирования Госстрой СССР всегда рассылал их проекты в ведущие проектные организации страны для параллельного проектирования (сроком на один-полтора года), определения их эффективности и выявления в них неточностей. При этом дополнительная работа этих организаций оплачивалась Госстроем СССР.

В советских нормах и существующих нормах РФ использованы передовые методы расчета строительных конструкций (металлические, железобетонные, из древесины и пластмасс), которые обеспечивают эффективность их применения и необходимую надежность в работе конструкций.

При этом метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям являясь открытым, позволяет использовать при

проектировании различные коэффициенты, учитывающие назначение объекта, срок его эксплуатации и др.

Положения норм проектирования детально рассмотрены и представлены в учебниках и учебных пособиях высших и средних специальных учебных заведений. Это обстоятельство позволяет студентам успешно осваивать материал и получать необходимые знания и практические навыки проектирования.

Подготовка квалифицированных кадров для строительной отрасли – один из важнейших компонентов условий развития Республики Беларусь. МАиС Республики Беларусь является самым крупным потребителем кадров инженеров-строителей. Однако в последние годы министерство не интересовалось учебными планами подготовки специалистов и до 2017 г. даже не согласовывало типовые учебные планы.

С 2017 года в БНТУ началось сокращение сроков обучения (с пяти- до четырехлетнего) нескольких специальностей, в том числе и специальности ПГС («Промышленное и гражданское строительство»). Это было связано с попытками перейти к реализации Болонской конвенции и организацией двухступенчатого учебного процесса в учебном заведении и выпускной квалификацией «бакалавр» и «магистр отрасли» соответственно со сроками обучения 4 года на первой и 2 года на второй ступени обучения в высших учебных заведениях. Но при этом по указанию РИВШ первый этап обучения должен завершаться получением студентами квалификации не «бакалавр», а «инженер», т. е. квалифицированных специалистов (инженеров) необходимо готовить не за 5 лет, а за 4 года. Очевидно, что в этом случае низкая квалификация кадров специальности ПГС несомненно отрицательно скажется на темпах развития строительной отрасли Республики.

В случае перехода при проектировании зданий и сооружений на ТКП EN инженер-проектировщик должен работать с Еврокодами, общий объем которых более 5000 страниц, а вместе с поясняющей документацией более 8000 страниц. Реально работать с таким объемом материалов невозможно. Попытки в последние годы осуществить переподготовку проектировщиков страны путем проведения различных краткосрочных курсов, семинаров и конференций не могут обеспечить достижения поставленных целей в силу чрезвычайной сложности задач.

Для выхода из такой ситуации в Европе разрабатывается программное обеспечение в виде программных комплексов для решения отдельных практических задач в строительстве. Однако, как в самих Еврокодах так и в программных комплексах не исключены неточности и ошибки в переводах Еврокодов, а также ошибки в работе программных комплексов. Хорошо известно, что корпорации, разрабатывающие любые пакеты программ и программные комплексы, не несут никакой ответственности за результаты, полученные пользователями этих программных средств. Следовательно, ответственность за принятые решения и полученные результаты несут только проектные организации, осуществляющие разработку проектов в Республике Беларусь.

Исключительно важным моментом в этом вопросе является качество подготовки студентов в высших технических учебных заведениях страны по специальности ПГС как будущих проводников научно-технической политики в области строительных конструкций. В настоящее время студенты специальности ПГС изучают отдельно учебные дисциплины «Металлические конструкции» (3 семестра), «Конструкции из дерева и пластмасс» (2 семестра), «Железобетонные и каменные конструкции» (3 семестра). При этом в качестве нормативных документов используются нормы проектирования, построенные на совершенно разных методологических принципах.

Это обстоятельство приводит к тому, что студенты специальности ПГС в значительной мере дезориентированы в расчетах строительных конструкций зданий и сооружений. Еще в большей мере это относится к другим строительным и архитектурным специальностям, где строительные конструкции изучаются в рамках одной учебной дисциплины. Вследствие вышеизложенного, у студентов и выпускников ВУЗов вместо стройной системы знаний и навыков проектирования в головах образовывается полная «каша». В учебных заведениях РФ строительного направления такого рода явления исключены.

Многочисленные поверочные расчеты, выполненные специалистами кафедры «Металлические и деревянные конструкции» показали, что использование Еврокодов приводит к существенному перерасходу материалов (20–30%), а также к значительно большей трудоемкости проектных работ.

С учетом вышеизложенного, и особенно в случае окончательно-го перехода на четырехлетнее инженерное образование, следует констатировать, что единственно возможным вариантом выхода из данной ситуации является изучение студентами специальности ПГС всех основных строительных конструкций (металлических, деревянных, железобетонных) на единой методологической основе. Этому требованию в полной мере отвечают только нормы проектирования строительных конструкций, действовавшие в СССР и откорректированные к настоящему времени в Российской Федерации.

УДК 624.012+519.673

МЕТОДИКА РАСЧЕТА СЖАТЫХ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

ХАТКЕВИЧ А. М.

Полоцкий государственный университет
Полоцк, Беларусь

Введение. Сжатые элементы (столбы, простенки, фундаменты, пилоны и другие конструкции), изготовленные из каменной кладки, широко применяются в зданиях и сооружениях различного назначения. Процесс их проектирования включает идеализацию для получения данных о напряженно-деформированном состоянии и выполнения расчетов по предельным состояниям, которая отличается достаточно большим разнообразием. Известны модели кладки, в которых она представляется материалом со сложной композитной структурой, состоящим из кладочных элементов, заключенных в растворную матрицу; физико-механические характеристики камней и раствора резко отличаются между собой. Такие модели рассматривались в работах Н. К. Hilsdorf [1, 2], Pöschel и Sabha [3], В. В. Пангаева [4] и других. Расчет выполняется в том числе с применением метода конечных элементов, что пока не получило широкого распространения для практических целей из-за необходимости введения большого количества исходных данных (конечных элементов), сложности описания их взаимодействия в зоне контакта, необходимости наличия

специализированного программного обеспечения и т. п. К тому же к недостаткам данных моделей следует отнести невозможность учета многих случайных факторов, таких как: изменчивость геометрии кирпича и толщины швов, неплотность заполнения, усадка раствора в швах и другие технологические особенности.

В реальных каменных и армокаменных элементах, когда чередующиеся объемы однородного вещества значительно меньше размеров самой конструкции, при расчете напряженно-деформированного состояния применяется метод сечений с гомогенизацией (заменой неоднородной структуры каменной кладки на однородную изотропную либо анизотропную с осредненными физико-механическими характеристиками). Физико-механические характеристики зависят от многих факторов (характера и направления приложения усилий, технологических особенностей каменной кладки, свойств материалов) и устанавливаются опытным путем либо по аналитическим зависимостям, построенным по результатам физического эксперимента. Практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений подтверждает обоснованность применения такого подхода. Определение обобщенных характеристик кладки было выполнено рядом советских ученых, созданы нормы проектирования. Вначале были разработаны положения расчета каменных элементов по допускаемым напряжениям, а позже переработаны в метод расчета по разрушающим усилиям и предельным состояниям. В направлении разработки критериев разрушения кладки как однородного материала, в том числе и с учетом диаграмм деформирования, известны работы Г.Г. Кашеваровой [5; 6], Г.А. Гениева [7; 8], А.В. Раге [9], В. Lishak [10] и других.

Методика расчета сопротивления сжатию с учетом физической нелинейности. В [11–14] при расчете сжатых элементов каменная кладка рассматривается как однородный с осредненными физико-механическими характеристиками материал. Применяя метод сечений, сопротивление сжатию, соответствующее прочности каменного элемента в предельной стадии, находится из уравнений равновесия внутренних и внешних усилий. При этом фактически криволинейная эпюра напряжения в сжатой зоне сечения (рис. 1, а) в предельной стадии заменяется на укороченную прямоугольную (рис. 1, б, в).

Данное упрощение в виде замены криволинейной эпюры на прямоугольную вызвано отсутствием методики, позволяющей учесть фактическое распределение напряжений.

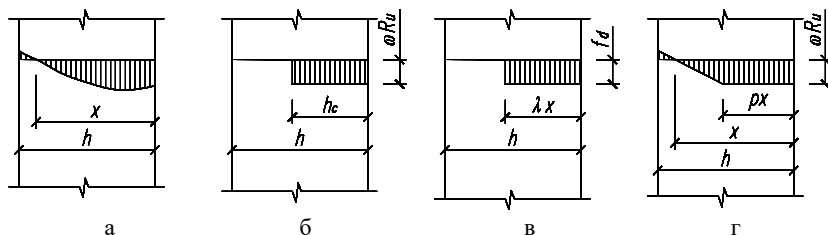


Рис. 1. Распределение нормальных напряжений в поперечном сечении: условное фактическое (а); идеализированное по [11, 12] (б); идеализированное по [13, 14] (в); идеализированное по [15] (г)

На рис. 1 введены следующие обозначения: h – высота сечения в плоскости эксцентриситета; x – фактическая высота сжатой зоны; h_c – высота сжатой зоны сечения по [11; 12]; λx – высота сжатой зоны сечения по [13, 14]; p – число пластичности; R_u – предел прочности кладки [11]; w – коэффициент, учитывающий величину эксцентриситета; f_d – сопротивление кладки сжатию по [13, 14].

Общими положениями расчета сжатых элементов в EN 1996-1-1-2008 (Еврокод 6), ТКП 45-5.03-308-2017 является соблюдение гипотезы плоских сечений, учет диаграмм деформирования, вводятся ограничения на величину предельных относительных деформаций соответственно материалу, рис. 2. Сущность предлагаемой методики заключается в рассмотрении сечения сжатого каменного или армокаменного элемента в виде совокупности k элементарных площадок (слоев) с площадью A_{mi} , и n продольных стержней с площадью A_{sj} в пределах которых напряжения считаются равномерно распределенными.

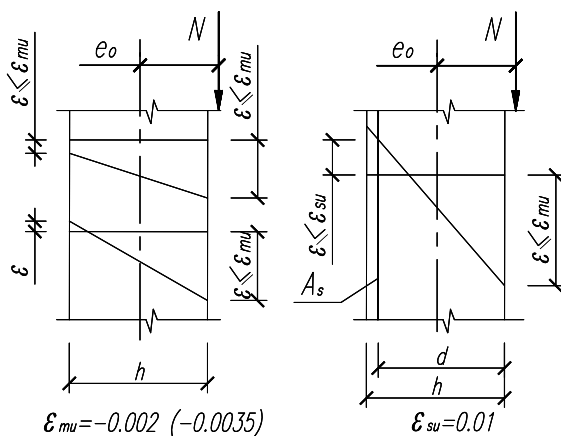


Рис. 2. Ограничение относительных деформаций для каменной кладки и арматуры по [13, 14]

Методика расчета позволяет рассчитывать параметры напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений сжатых каменных и армокаменных элементов на любой стадии нагружения, основана на учете физической нелинейности в виде диаграмм деформирования кладки и арматуры; она рассматривалась в работах [16; 17; 18]. Расчет параметров сечений производится из следующих условий: равновесия усилий; соблюдения гипотезы плоских сечений; учета диаграмм деформирования кладки и арматуры. Алгоритм определения параметров напряженно-деформированного состояния, нормального к продольной оси сечения от заданной величины усилия предусматривает итерационный процесс вычисления относительных деформаций и напряжений в элементарных площадках (слоях). Если напряжения в растянутой зоне элементарной площадки (слоя) превышают предельные значения, то это свидетельствует об образовании трещины. Учет их наличия выполняется принятием в последующих расчетах нулевой жесткости такой площадки (слоя).

Критерием окончания процесса последовательных приближений является заданная точность вычисления деформационных параметров на смежных итерациях.

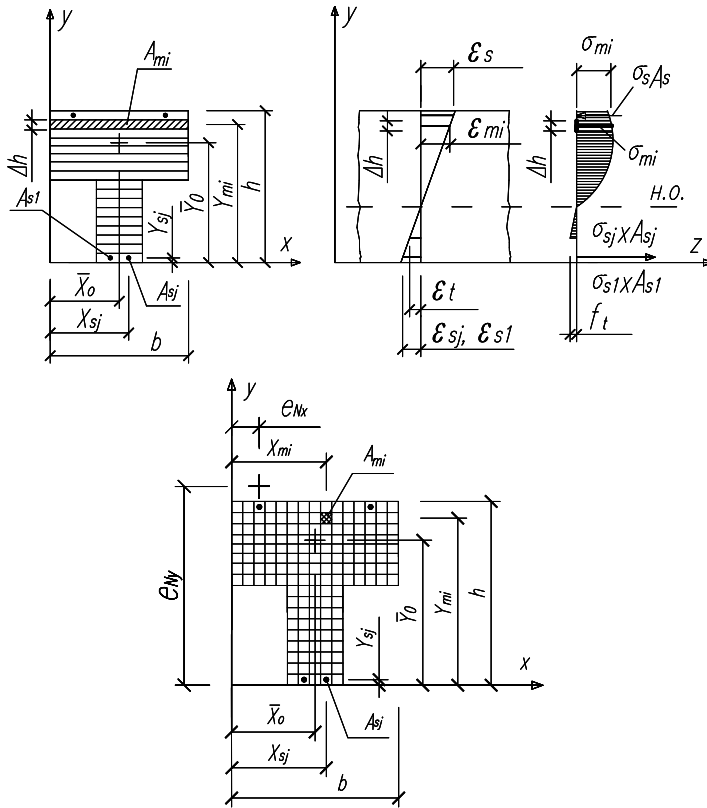


Рис. 3. Расчетная схема нормального к продольной оси сечения, разбиение на элементарные слои либо площадки

Алгоритм определения сопротивления сжатию в предельной стадии (прочности сечения) предусматривает пошаговый метод последовательных нагружений с итерационным процессом вычислений относительных деформаций и напряжений в элементарных площадках на каждом шаге до заданной точности вычисления деформационных параметров. За прочность сечения в предельной стадии рекомендуется принимать максимальное усилие от нагрузки, при котором сходится процесс последовательных приближений в виде уравнений равновесия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum N = 0 \\ \sum Mx = 0 \\ \sum My = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} - N = 0; \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) - N \cdot e_x = 0; \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) - N \cdot e_y = 0. \end{array} \right.$$

Применение данной методики расчета позволяет выявить истинное напряженно-деформированное состояние сечений, состоящих из материалов с разными физико-механическими характеристиками, учет которых в настоящее время основан на применении эмпирических правил и коэффициентов. Так, например, прочность кладки в комплексных элементах с железобетоном уменьшается введением постоянного, не зависящего от объемного соотношения кладки и железобетона, коэффициента 0,85; в комплексных и внецентренно сжатых армокаменных элементах вводятся ограничения по проценту продольного армирования, к расчетному сопротивлению арматуры вводятся коэффициенты условий работы. Указанные мероприятия необходимы для учета неполного использования прочностных свойств кладки и арматуры, вызванного разными деформационными свойствами составляющих сечение сжатого элемента материалов. К тому же существующие методики расчета рассматривают лишь одну стадию работы – стадию разрушения, не позволяя оценить напряженно-деформированное состояние сжатых элементов на других стадиях.

Предлагаемая методика реализована в программном комплексе «Вета» (разработка д.т.н. Д. Н. Лазовского и к.т.н. Д. О. Глухова), позволяет учитывать истинные деформационные свойства составляющих сечение материалов, позволяет выявить неполное использование прочностных свойств арматуры, каменной кладки и проводить расчеты без введения эмпирических коэффициентов. Для проверки методики была сформирована выборка из экспериментально испытанных каменных и армокаменных элементов в количестве 84 шт. В выборку включены четыре группы элементов – каменные, армокаменные с продольным армированием, армокаменные с поперечным армированием, комплексные элементы из каменной кладки

и железобетона. Сравнивая рассчитанные параметры напряженно-деформированного состояния сечений, включая сопротивление сжатию в предельной стадии по прочности, с экспериментальными, установлена их хорошая сходимость, что позволяет рекомендовать применение разработанной методики.

Заключение. Предлагаемая методика расчета сопротивления сжатию, основанная на положениях общей деформационной модели, позволяет определять параметры напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений каменных и армокаменных элементов на любом этапе нагружения, учитывая при этом физическую нелинейность деформирования исходных материалов (каменной кладки, арматуры, бетона и другие).

За критерий разрушения в предельной стадии предлагается принимать максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором сходятся уравнения равновесия, благодаря чему исключается необходимость нормирования параметра предельной сжимаемости, появляется возможность учета полного перераспределения усилий в сечении каменных и армокаменных элементов, состоящих из двух и более материалов с различными физико-механическими характеристиками, в т.ч. усиленных в процессе эксплуатации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hilsdorf, H.K. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression / H.K. Hilsdorf // Designing, engineering and constructing with masonry products. Gulf Publishing Company. – 1969. – P. 34–41.

2. Flohrer, C. Strength and Deformation Characteristics of Masonry with Fiber Reinforced Mortar Joints / C. Flohrer, H.K. Hilsdorf // Proceedings of the Fifth International Brick Masonry Conference, Washington, D.C., U.S.A., October 5–10, 1979 / Brick Institute of America.

3. Pöschel, G. Ein theoretisches Modell zum Tragverhalten von Elbsandsteinmauerwerk / G. Pöschel, A. Sabha // In: Wenzel F. (ed.) Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. – 1996. – SFB 315. – P. 111–118.

4. Пангаев, В.В. Развитие расчетно-экспериментальных методов исследования прочности кладки каменных конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / В.В. Пангаев ; Новосиб. гос. архитектурно-строительный ун-т (Сибстрин). – Новосибирск, 2009. – 35 с.

5. Кашеварова, Г.Г. Натурные и численные эксперименты, направленные на построение зависимости напряжения от деформации кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, М.Л. Иванов // Приволж. науч. вестн. – 2012. – № 8 (12). – С. 10–15.

6. Кашеварова, Г.Г. Моделирование процесса разрушения кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева // Вестн. Перм. нац. исслед. политехн. ун-та. Строительство и архитектура. – 2010. – № 1. – С. 106–116.

7. Гениев, Г.А. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев, А.Н. Воронов // Труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Исследование и методы расчета строительных конструкций. – 1985. – С. 94–101.

8. Гениев, Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 2. – С. 7–11.

9. Page A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry / A.W. Page // Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2. – 1981. – Vol. 71, Sept. – P. 893–906.

10. Lishak V.I. 2-D Orthotropic failure criteria for masonry / V.I. Lishak, V.I. Yagust, D.Z. Yankelevsky // Engineering Structures. – 2007. – № 36. – P. 360–371.

11. Каменные и армокаменные конструкции : СНиП II-22-81*. – Введ. 31.11.81. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.

12. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) : утв. 15.08.1985. – М. : (ЦИТП) Госстроя СССР, 1989. – 149 с.

13. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1 : Общие правила для армированных и неармированных конструкций : СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ. 1.07.2009. – Минск : Госстандарт, 2009. – 128 с.

14. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.03-308-2017 (33020). – Введ. 01.01.2018. – Минск.: Минстройархитектуры, 2017. – 112 с.

15. Беленцов, Ю.А. Усиление каменных стен и простенков с учетом упругопластической работы каменной кладки реконструируемых жилых зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.А. Беленцов ; Петерб. гос. ун-т путей сообщения. – СПб., 2001. – 24 с.

16. Хаткевич, А.М. Метод расчета прочности нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования / А.М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2014. – № 8. – С. 45–53.

17. Глухов Д.О. Метод расчета прочности сжатых каменных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси / Д.О. Глухов, А. М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 73–79.

18. Лазовский Д. Н. Расчет сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности / Д. Н. Лазовский, А. М. Хаткевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Сер. Ф. – 2017. – № 16. – С. 41–50.

УДК 691.328.43

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ

ХОТЬКО А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Существующие нормы и рекомендации по расчету конструкций с композитной арматурой в большинстве случаев являются модификацией норм по расчету железобетонных конструкций со стальной арматурой. Отличия методик связаны с назначением расчетных характеристик композитной арматуры, а также некоторых эмпирических соотношений, основанных на опытных данных.

Общим для всех норм является принцип расчета конструкций по методу предельных состояний (по прочности и по пригодности к нормальной эксплуатации). Основное отличие существующих нормативных документов в области расчета конструкций с композитной арматурой заключается в принципах обеспечения надежности. Для европейских норм и рекомендаций [5], [6], [7] надежность расчетов обеспечивается с помощью частных коэффициентов

надежности по материалу и нагрузкам, а для американских и канадских норм [1], [2], [4] обобщенных коэффициентов надежности (запаса) по несущей способности и коэффициентов надежности по нагрузке. Для японских норм [10] характерно применение сразу двух принципов – надежность обеспечивается и частными коэффициентами надежности по материалу и дополнительными коэффициентами запаса по несущей способности.

Принципы расчета изгибаемых элементов по прочности во всех нормах сохранены такими же, какие приняты для расчета конструкций со стальной арматурой. Выделяют два основных расчетных случая: разрушение по сжатой зоне бетона и разрушение по растянутой НКА. Однако, если в Российских нормативных документах СП 63.13330.2012 граница перехода между этими случаями разрушения устанавливается в зависимости от относительной высоты сжатой зоны и ее отношения к граничной величине ζ_r , то в Европейских нормах граница перехода определяется по величине сбалансированного коэффициента армирования (ρ_{fb}) [13], [7], [14].

Величина сбалансированного коэффициента армирования зависит от механических свойств композитной арматуры и бетона и согласно Европейским нормам определяется по зависимости:

$$\rho_{fb} = \frac{0.81 \cdot (f_{ck} + 8) \cdot \varepsilon_{cu}}{f_{fk} \cdot \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}, \quad (1)$$

где f_{ck} – характеристическая прочность бетона на сжатие;
 f_{fk} – характеристическая прочность НКА на растяжение;
 E_{fk} – модуль упругости композитной арматуры;
 ε_{cu} – предельная относительная деформация бетона на сжатие.

Канадские нормы ISIS-Design Manual [4] предлагают определять сбалансированный коэффициент армирования по формуле:

$$\rho_{fb} = \alpha_1 \cdot \beta_1 \frac{\phi_c \cdot f'_c}{\phi_f \cdot f_{fd}} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fip}}, \quad (2)$$

где f'_c – расчетная прочность бетона на сжатие;
 f_{fd} – расчетная прочность НКА на растяжение.

Значение сбалансированного коэффициента согласно американским нормам АСІ 440.1R-06 определяется по зависимости [2], [3]:

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fd}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}, \quad (3)$$

где $0,85\beta_1$ – эмпирический коэффициент норм АСІ, учитывающий переход к условной прямоугольной эпюре сжатой зоны бетона;

E_f – модуль упругости композитной арматуры.

При коэффициенте армирования ($\rho_f = A_f/bh$) $\rho_f > \rho_{fb}$ сечение считается «переармированным» и разрушение ожидается по сжатой зоне бетона. При $\rho_f < \rho_{fb}$ разрушение произойдет по растянутой арматуре. В зависимости от ожидаемого механизма разрушения предлагаются разные формулы для определения несущей способности.

В случае предполагаемого разрушения по композитной арматуре ($\rho_f < \rho_{fb}$), предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, согласно Европейским нормам определяется исходя из условия равновесия по формуле [7], [8]:

$$M_{Rd} = A_f \cdot f_{fd} \left(1 - \frac{\xi}{2}\right), \quad (4)$$

где $\xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{fu}}$.

Нормативный документ АСІ 440.1R-06 (США) предельный изгибающий момент, в случае разрушения по композитной арматуре, предлагает определять по зависимости [1]:

$$M_{Rd} = A_f f_{fu} (d - \beta_1 C_b / 2), \quad (5)$$

где $C_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} d$.

Схожую зависимость предлагают Канадские нормативные документы ISIS-Design Manual [4]:

$$M_{Rd} = A_f \cdot \phi_1 \cdot f_{fd} (d - \beta C / 2). \quad (6)$$

В случае предполагаемого разрушения по сжато-му бетону ($\rho_f > \rho_{fb}$), предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, согласно Европейским нормам, определяется по формуле:

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \lambda \xi / 2\right) \quad (7)$$

$$\text{где } \xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_f},$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta\alpha_c f_{ck} \lambda \varepsilon_{cu}}{\gamma_c \rho_f E_f}}}{2}.$$

В нормативных документах США предельный изгибающий момент, в случае разрушения по бетону сжатой зоны, определяют по зависимости:

$$M_{Rd} = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c}\right) b d^2, \quad (8)$$

$$\text{где } f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0.85 \frac{\beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu}.$$

Прочностные и деформационные характеристики композитной арматуры следует устанавливать по результатам стандартных лабораторных испытаний в соответствии с действующими ТНПА. Характеристическое значение прочности композитной арматуры f_{fk} следует определять с обеспеченностью 0,95.

На сегодняшний день проведено относительно небольшое количество испытаний по композитной (стеклопластиковой) арматуре. Это обусловлено, прежде всего, сложностью проведения этих испытаний. Анализ имеющихся результатов проведенных испытаний стеклопластиковой арматуры показал значительный разброс данных характеристической прочности на растяжение и модуля упругости композитной арматуры. Около 45% имеющихся в нашем распоряжении данных, показали значение характеристического сопротивления СПА от 1051 МПа до 1100 МПа. Около 70% обработанных данных показали значение модуля упругости СПА от 50 МПа до 52 МПа.

Расчетные характеристики получаются посредством применения к нормативным характеристикам коэффициентов надежности по материалу и коэффициентов условий работы. Что касается этих коэффициентов, то они в разных документах отличаются друг от друга. В итальянских нормах CNR-DT 203 [6] установлено значение коэффициента $\gamma_f = 1,5$ для расчетов по первому предельному состоянию и $\gamma_f = 1,0$ для второго. В бюллетене Fib и ModelCode 2010 предложено для первого предельного состояния принимать значение коэффициента надежности γ_f не менее 1,25 [8]. В нормах ACI коэффициент γ_f как таковой отсутствует, однако характеристическое (гарантированное производителем) значение определяется с обеспеченностью 0,9986 (3 σ), при этом дополнительно учитывается обобщенный коэффициент надежности (запаса) $\phi = 0,5-0,7$. Так для случаев расчета при $\rho_f > 1,4\rho_{fb}$ (разрушение по сжатой зоне бетона) принимается $\phi = 0,65$ [3]. Для случаев расчета при $\rho_f < \rho_{fb}$ (разрушение по растянутой арматуре) принимается $\phi = 0,55$. Для промежуточных значений ρ_f величина понижающего коэффициента к несущей способности принимается по интерполяции.

Для учета внешних условий, влияющих на прочностные и деформативные свойства композитной арматуры, предусмотрен коэффициент условий работы. В ACI 440 [2] представлено разделение только на два типа внешних условий: условия эксплуатации в сухой среде и влажной среде. Аналогичные требования введены в нормы Италии. Японские нормы JSCE [10] и большинство европейских рекомендаций предусматривают обобщенный коэффициент условий работы. Канадские нормы также предусматривают учет класса по качеству. Также в ряде норм предусмотрены коэффициенты условий работы, связанные с характером нагружения элементов. Значения коэффициентов условий работы для стеклопластиковой арматуры колеблются от 0,2 (для норм США) до 1,0 (для норм Норвегии) - для случая длительных и многоцикловых нагрузок. Значения коэффициентов условий работы при кратковременных, не многоцикловых нагружениях варьируются от 0,5 (для норм Норвегии и Канады) до 0,8 (для сухих условий эксплуатации для норм США и Италии) [8].

В рекомендациях НИИЖБ 1978г [11] для стеклопластиковой арматуры были введены следующие коэффициенты условий работы:

$m_{ad} = 0,65$ – коэффициент, учитывающий длительные воздействия, применяемый при всех расчетных сочетаниях нагрузок;

$m_{at} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий воздействие повышенных температур (кратковременное нагревание до 100°C при производстве, длительное воздействие температуры 80°C , пропаривание при температуре 60°C);

$m_{ak} = 0,7-0,8$ – коэффициент, учитывающий воздействие на конструкцию в процессе эксплуатации агрессивных сред.

Коэффициент надежности по материалу установлен в рекомендациях НИИЖБ $\gamma_f=1,3$.

Расчетное значение сопротивления растяжению согласно СП 64.13330.2014 [13] следует принимать равным:

$$f_{fd} = \frac{\gamma_{f1}\gamma_{f2}f_{fk}}{\gamma_f}, \quad (9)$$

где γ_f – коэффициент надежности по композитному материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчете по предельным состояниям первой группы равным 1,8.

γ_{f1} – коэффициент условий работы композитного материала, принимаемый в зависимости от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции;

γ_{f2} – коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном, определяемый по формуле:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5\varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \leq 0,9, \quad (10)$$

где ε_{fu} – значение предельных относительных деформаций стеклопластиковой арматуры;

n – число слоёв полимерного композита;

t_f – безразмерный параметр, численно равный значению толщины одного слоя композитного материала, мм.

В соответствии с указаниями ТКП EN 1990, расчетные значения прочности композитной арматуры определяют по зависимости

$$f_{fd} = \eta \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (11)$$

где η – частный коэффициент для арматуры, принимаемый равным 1,5;

η – коэффициент преобразования для композитной арматуры.

Коэффициент преобразования η следует определять при умножении коэффициента, учитывающего влияние окружающей среды η_a и коэффициента η_l , учитывающего влияние длительного действия нагрузки. Значения коэффициентов η_a для стеклопластиковой арматуры принимают равными 0,8 – для сухих условий эксплуатации и равными 0,7 – для влажных условий эксплуатации. Значения коэффициентов η_l для стеклопластиковой арматуры (при расчете по прочности) при практически постоянной и/или циклической комбинации воздействий принимают равными 0,5.

Был произведен численный анализ расчетного сопротивления, полученного с использованием коэффициентов надежности и по условиям эксплуатации, предусмотренных существующими нормами. В качестве характеристической прочности стеклопластиковой арматуры принято среднее значение диапазона опытных данных, имеющего наибольшую повторяемость, согласно рис. 1 ($f_{fk} = 1075 \text{ МПа}$). Выполненный анализ показал не только наличие разного подхода в назначении расчетных характеристик стеклопластиковой арматуры, но и значительную разницу в итоговых значениях расчетного сопротивления СПА растяжению при прочих одинаковых условиях (рис. 1). Это свидетельствует о необходимости более детального изучения вопроса назначения коэффициентов надежности по композитному материалу, коэффициентов условий работы композитного материала.

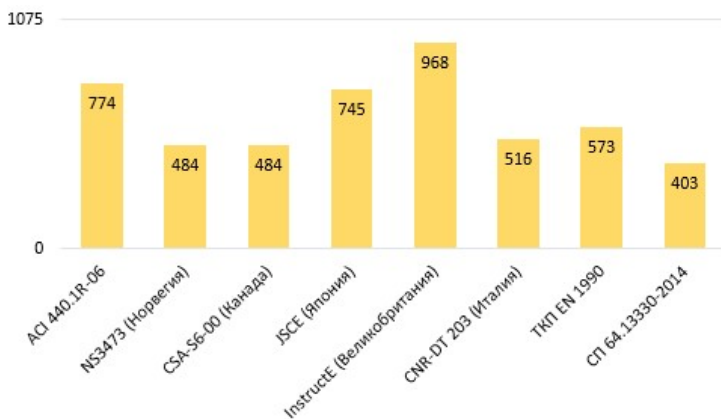


Рис. 1. Численные значения расчетного сопротивления при сухих нормальных условиях

С целью изучения влияния расчетного сопротивления композитной арматуры на несущую способность изгибаемых элементов, был выполнен численный эксперимент сравнения расчетной несущей способности изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой и сравнение данных с элементами со стальной арматурой. В качестве расчетного образца принята балка прямоугольного поперечного сечения с размерами 150×300 мм, армированная в растянутой зоне стеклопластиковой арматурой с защитным слоем бетона 50 мм. Бетон образца принят класса С30/37. В качестве варьируемых факторов принята площадь стеклопластиковой арматуры, а также величина расчетного сопротивления арматуры. Площадь стеклопластиковой арматуры в расчетах варьировали от 57 мм^2 до 1232 мм^2 (от $2\text{Ø}6$ мм до $2\text{Ø}28$ мм). Минимальная площадь арматуры, используемая в расчетах, принималась исходя из условий минимального процента армирования конструкций согласно нормативным требованиям. Расчетное сопротивление арматуры принимали исходя из анализа результатов определения расчетных сопротивлений по различным нормативным методикам, для пяти характерных методик, включая минимальные и максимальные значения величин: по методике СП 64.13330-2014 [13], ТКП EN 1992 [7], CNR-DT 203 (Италия) [6], норм Великобритании [5]. Причем в выборку включали минимальное расчетное сопротивление арматуры,

полученное для условий многоцикловых и длительных нагрузок. Результаты расчетов сравнивали с результатами расчетов аналогичной железобетонной балки со стальной арматурой класса S500. Расчет выполнялся по несущей способности сечений, нормальных к продольной оси элемента по методике ТКП EN 1990. В процессе расчетов определяли предполагаемый характер разрушения элемента и предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением.

В результате расчетов установлено, что балансный коэффициент армирования ρ_{fb} , при котором полностью используются прочностные свойства стеклопластиковой арматуры, составляет $\approx 0,3\%$, что значительно отличается от аналогичного показателя для железобетонных конструкций со стальной арматурой класса S500, составляющего $\approx 2,62\%$. Указанное бетонное сечение, при расположении в растянутой зоне стеклопластиковых стержней $2\varnothing 10$ мм с характеристической прочностью 1075 МПа уже является переармированным и его разрушение, согласно выполненным расчетам по методике ТКП EN 1990, будет происходить по бетону сжатой зоны.

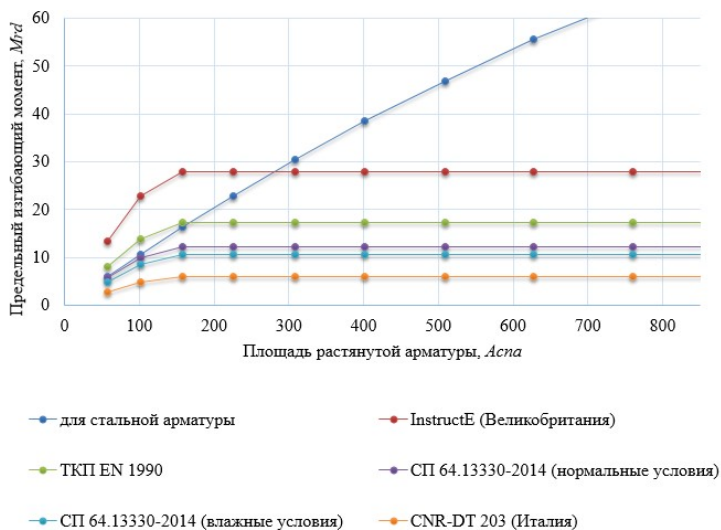


Рис. 2. Графики изменения предельного изгибающего момента от площади растянутой арматуры

Численный эксперимент показал, что использование в расчетах по несущей способности изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой, расчетного сопротивления арматуры, соответствующего 0,37 от характеристического значения и менее, не позволяет запроектировать конструкцию с несущей способностью, соответствующей несущей способности аналогичных железобетонных сечений со стальной арматурой с минимальным армированием, при любой площади растянутой стеклопластиковой арматуры, не прибегая к усилению сжатой зоны конструкции.

Значительная разница в определении расчетных характеристик стеклопластиковой арматуры, особенно в условиях воздействия повышенной влажности, многоцикловых и длительных нагрузок, свидетельствуют о необходимости проведения дополнительных экспериментальных исследований влияния данных факторов на несущую способность бетонных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. – American Concrete Institute, 2003.
2. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. – American Concrete Institute, 2006.
3. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. – American Concrete Institute, 2004.
4. CAN/CSA-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers. – Canadian Standards Association, 2002.
5. Clarke J. L., O'Regan D. P. and Thirugnananedran C., EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous. – London, 1996.
6. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. – Rome, Italy, 2006.
7. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules. – CEN, 2004.
8. fib bul.40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3. – Lausanne, Switzerland: fib, 2007.

9. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. – London, UK, 1999.

10. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. – Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.

11. Р-16-78, Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. – Москва: НИИЖБ, 1978.

12. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014.

13. СП 64.13330.2014, Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила расчета. – Москва, 2014.

14. Фролов Н. П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластобетонные конструкции. – Москва: Стройиздат, 1980.

УДК 624. 012. 45

К РАСЧЕТУ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТКП EN 1992-1-1–2009*

ШИЛОВ А. Е., ЯНУШКЕВИЧ О. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. Проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений необходимо выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций.», разработанному на основе Европейского стандарта.

Многие положения Еврокод-2 по расчёту имеют свои особенности и различия по сравнению с нормами Республики Беларусь, в частности по учёту эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов, которые требуют особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надёжности проектируемых зданий.

На сегодняшний день в Республики Беларусь нет необходимой статистики и анализа результатов применения рекомендаций Еврокода-2 для расчёта сжатых железобетонных элементов, в связи с чем в данной работе выполнен предварительный анализ:

Влияния изменения параметров при определении угла θ для учёта геометрических несовершенств при расчёте сжатых конструктивных элементов и конструкций (по п. 5.2 [1]). Определения критерия гибкости (предельной гибкости) для анализа необходимости учёта эффектов второго порядка (по п. 5.8.3.1 [1]).

Предварительного назначения армирования колонн сплошного сечения с использованием графиков.

Согласно п. 5.2 [1] Геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона θ , который определяется по формуле:

$$\theta_i = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

где $\theta_o = \frac{1}{200}$ – рекомендуемое значение по [1];

α_h – понижающий коэффициент для длины или высоты; определяется по формуле

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}},$$

$$2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m – понижающий коэффициент для количества элементов m ; определяется по формуле

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

l – длина или высота, м;

m – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект;

На рис. 1 представлен график зависимости изменения коэффициента α_h от высоты элемента l .



Рис. 1. График зависимости α_h от l

Из рис. 1 видно, что при значении величины l в промежутке от 4 до 9 м, значение α_h практически постоянно.

При этом :

Если $l \leq 4$ м, то величина $\alpha_h = 1$;

Если $4 \text{ м} < l < 9 \text{ м}$, то величина $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$; $2/3 < \alpha_h < 1$;

Если $l \geq 9$ м, то величина $\alpha_h = 2/3$;

На рис. 2 представлен график зависимости угла θ от l (при $m = 3$, $\theta_o = 1/200$).

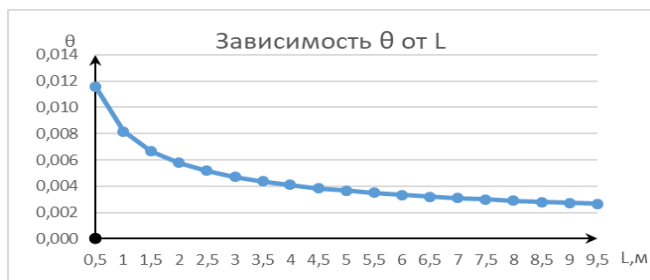


Рис. 2. График зависимости угла θ от высоты (длины) l

Согласно графику (рис. 2) при увеличении величины l , угол наклона θ уменьшается.

На рис. 3 представлен график зависимости величин θ от m (при $L = 3$, $\theta_o = 1/200$).

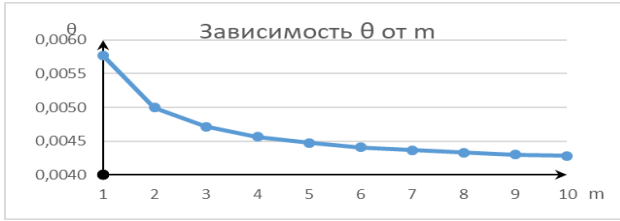


Рис. 3. График зависимости угла θ от m

В результате анализа влияния изменения l (высоты колонны) установлено, что в промежутке значения l от 4 до 9 м, величина α_h практически постоянна, а также выявлено, что при увеличении величин l и m , угол наклона θ уменьшается.

Согласно п. 5.8.3.1 [1] эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определённого значения λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

$$n = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{CD}},$$

n – относительное продольное усилие;

$$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}}, \text{ рекомендуемое значение } A = 0,7;$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести;

По п. 5.8.4 [1].

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}},$$

где $\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельная характеристика ползучести по п 3.1.4;

M_{0Eqp} – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности);

M_{0Ed} – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при расчётном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности);

Согласно п. 3.1.4. [1] значение коэффициента ползучести можно определить по номограммам.

$$C = 1,7 - r_m, \text{ рекомендуемое значение } C = 0,7;$$

где r_m – отношение моментов;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}};$$

M_{01}, M_{02} – моменты на концах элемента с учетом эффектов первого порядка;

По приведенной выше формуле, можно сделать вывод о том, что коэффициент C не имеет граничных значений. Связано это в первую очередь с значением моментов, полученных при статическом расчёте. По п. 5.8.3.1 [1] Если моменты на концах элемента M_{01}, M_{02} дают растяжение с одной и той же стороны, то r_m принимается как положительное (т. е. $C \leq 1,7$), в другом случае – как отрицательное (т. е. $C > 1,7$).

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}; \text{ рекомендуемое значение } B = 1,1;$$

где ω – механический коэффициент армирования;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Величина λ_{lim} зависит от коэффициентов A, B, C . В результате анализа возможных вариантов определения и изменения параметров A, B, C – установлено, что их определение является трудоёмкой, но реализуемой задачей.

Предварительное армирование железобетонной колонны A_s можно назначить:

Учитывая рекомендации [1] по назначению P_{min}, P_{max} ;

С использованием графических зависимостей;

В табл. 1 представлены результаты значения коэффициента В при различных значения A_s .

Таблица 1

Значение коэффициента В

Значения армирования колонны	Значение коэффициента В
Рекомендационное значение	1,1
Значение, полученное для примера с принятыми исходными данными	1,249
При min проценте армирования	1,043
При max проценте армирования	1,782

Ниже представлены графические зависимости для определения армирования железобетонных колонны по различным источникам.

В таблице 2 представлены результаты назначению A_s железобетонной колонны с принятыми исходными данными по графическим зависимостям.

Таблица 2

Результаты назначения A_s по различным источникам.

№	Наименования источников	Надкрановая часть колонны	Подкрановая часть колонны
[2]	Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры, Москва, 2005.	1964 мм ²	4913 мм ²
[3]	А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г	2428 мм ²	5058 мм ²
[4]	How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	2736 мм ²	5040 мм ²
[5]	Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	3145 мм ²	4965 мм ²

Нормы [1] не включают в себя расчетные формулы по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики. Не существует единого подхода.

На рис. 4 представлен график зависимости предельной гибкости λ_{lim} от принятого армирования конкретных исходных данных при рекомендуемых значения $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 0,7$.

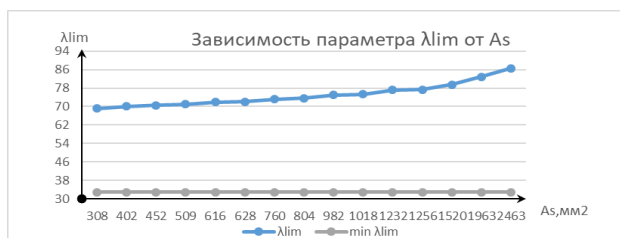


Рис. 4. График зависимости предельной гибкости λ_{lim} от A_s

Выводы. При расчёте конструктивных элементов и конструкций следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии конструкций и в расположении нагрузок, а также несовершенства при проверке предельных состояний несущей способности при постоянных и особых расчетных ситуациях.

На данный момент при учёте геометрических несовершенств значение θ_0 должно быть принято по рекомендации ТКП EN 1992-1-1-2009*.

α_h, α_m – по рекомендации ТКП EN 1992-1-1-2009*

Значения критерия гибкости λ_{lim} , определенное по рекомендуемым значениям коэффициентов A, B, C по [1], существенно отличается от фактического, которое может быть определено с учётом рекомендаций [1] для определения фактических значений A, B, C .

ТКП EN 1992-1-1-2009* не включает расчётные положения по определению площади арматуры в железобетонных колоннах и оставляет проектировщику свободу выбора методики по назначению A_s . Предварительное армирование может быть назначено либо по \min проценту армирования, либо по графикам.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для здания. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.

2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры, Москва, 2005.

3. Кувалдин А.Н., Стрельцова Г.С. «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.

4. Bond A. J. [et al] - How to Design Concrete Structures using Eurocode 2 – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

5. Narayanan, R. S., Goodchild C. H. - Concise Eurocode 2 – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

6. Mosley W. H., Bungey J. H., R. Hulse - Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, 6th Edition.– Palgrave, London, 2007.

УДК 624

EFFECT OF ENVIRONMENTAL CONDITIONS ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF COMPOSITE BRIDGES IN DESERT ENVIRONMENT

¹ABDUL QADER MELHEM, ² ESAM MELHEM

¹Univ. Prof. university of Aleppo, Syria

² Univ. Prof. university of Al Bath, Syria Director of Syrian - Belarusian
Center for Scientific and Technical Cooperation

Abstract. The following environmental phenomena: creep, deflection, thermal differentiation, growth of concrete, etc. has an effect on composite structures in general and specially, composite bridges. This paper will address the effect of changing temperatures on the upper structure of bridges in the desert environment. It will also address the impact of deflection with and without external loads. This paper presents a simple and practical way to introduce the effect of temperature changes on both the concrete and steel in the composite bridges of steel and concrete slab during design. It will focus on the following phenomena embodied in mathematical formulas taken in the design of composite bridges exposed to dead loads and live external loads as well as cases where these bridges are not exposed to external traffic loads of convoys:

– Strains arising from the relative thermal changes between the concrete and steel beam.

– Strains arising from thermal expansion factor between concrete and steel.

At the same time, the paper will show the thermal expansion factor of the various concrete mixtures for temperatures over zero. Finally, the paper will present a comprehensive numerical example of a two span continuous composite beam. The paper ends up with writing results based on the ideas and formulas contained in the paper.

1. Stresses as a result of shrinkage. Shrinkage stimulates tensile stresses in the concrete slab and compressive stresses in the upper flange and tension in the lower flange of the steel beam [1, 2].

In the case of the simple composite beam and also in the positive regions of continuous composite beam, the distortions caused by the external loads close the cracks in the upper surface of the slab and can return the previously cracking slab to its original activeness to resist the pressure stresses. On the opposite, in negative regions of continuous composite beams the applying loads cause greater opening of the contracting cracks.

2. Stresses owing to temperature differences. The sudden rise in temperature makes the steel beam more hot than the concrete slab connected to it, due to the faster thermal stability of the steel beam. This type of thermal differentiation leads to an extra 10^{-4} strain that must be taken into consideration when calculating stresses.

The international codes [3, 4] have compensated for the stresses produced by thermal differentiation using different values of modulus ratio n . For example, $n = 10$ for the live load and $n = 10$ to 30 for the dead load after the hardening of the concrete slab in order to compensate for the effect of the temperature difference between the slab and the steel beam. The net total effect of both shrinkage, creep and thermal difference between the relatively cold slab and more hot steel beam leads to latent stresses in the concrete slab, and increases the compression stresses in the upper flange and increases the tensile stresses in the bottom flange of the steel beam. The numerical example attached to these phenomena illustrates the distribution of final stresses.

3. Stresses owing to thermal expansion differences between concrete and steel. The term of thermal expansion will be used in the general sense and therefore it can be positive or negative. Since concrete cooperates with steel more than any other structural material and forms the main body of reinforced concrete and pre-stressed concrete

structures, it is necessary to know the physical and chemical changes that affect the linear dimensions of the concrete and increase the stresses to the point of collapse.

The effect of the thermal expansion difference between concrete and steel had not given that importance by the designers, thinking of them that this did not significantly affect the design because the gravel used in the concrete mixtures had the same thermal expansion factor of the steel or $11.7 (10)^{-6}$ per C^0 [or $6.5 (10)^{-6}$ per F].

This led to the belief that the concrete has the same thermal expansion factor regardless of the quality of the mixtures and cement.

Table 1 shows the thermal expansion factor of the concrete according to the type of gravel used for temperatures above $0 C^0$ (or $32 F^0$).

This study will show how the thermal expansion difference at low temperatures stimulate compression on the concrete slab and tension at the upper flange and compression in the lower flange of the steel beam. The value of this resulting negative moment can be equal to the total positive moment value generated by dead and live loads in this section. In the case of simple composite beams, the thermal expansion difference between the concrete slab and the steel beams at low temperatures can delete tensile stresses in the steel beams and increase the compression stresses in the concrete slab.

Table 1

Coefficient per $C^0 \times 10^{-6}$

Aggregates	Air Storage	Wet Storage
Gravel	13.1	12.2
Granite	9.5	8.6
Quartzite	12.8	12.2
Delerite	9.5	8.5
Sandstone	11.7	10.1
Limestone	7.4	6.1
Portland Stone	7.4	6.1
Blast Furnace	10.6	9.2
Foamed Slag	12.1	9.2

In the case of negative regions of continuous composite beams, the high tensile stresses produced in the upper steel flange should be added to the tensile stresses resulting from the loads in the intermediate

supports. In these intermediate supports, the stresses can also become critical in the body of the steel beam web where the bending stresses coincide with the high shear stresses in these supports.

For these reasons, an expansion joints can be made only in the concrete slab in the negative regions where there is no need for shear connectors here, because the steel beam resists all the moments. These expansion joints in the slab can only be eliminated when the values of the thermal expansion factor of the concrete and steel are closed.

4. Stresses due to concrete growth. The concrete can be inflated by reason of physical changes such as freezing- thawing, wetting-drying, heat-cooling, etc. The cause of the bloating is also due to the chemical changes in the concrete components during the process of hydration. The growth of concrete results in stresses in composite bridges similar to those caused by the difference of the thermal expansion factor between the concrete and the steel at low temperatures. During the hydrogenation process, substances called Alkalies are released, Portland cement has a high proportion of them, it called high alkali Portland cement.

These materials interact with certain metal elements in the gravel used to cause the concrete to bloat, which can lead to the destruction of concrete. The experimental results showed that the concrete mixture containing high and low cement ratios of it, and different samples of gravel kept for 11 months at 38 C⁰ (100 F⁰), showed that stretching ranged from 0 to 3% has been appeared.

5. Derivation of mathematical formulas. Table 2 shows the sources of stresses in the composite beam. Assume that

$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_s$ strain produced in the composite section from one or all of the following factors: shrinkage, creep, different elongation between slab and beam, temperature difference, thermal expansion difference between the slab and the steel beam ...etc.

$$\varepsilon_c = \frac{1}{E_c} \left[\frac{N}{A_c} + \frac{M_c(t_c/2)}{I_c} \right], \quad \varepsilon_s = \frac{1}{E_s} \left[\frac{N}{A_s} + \frac{M_s(d/2)}{I_s} \right],$$

where

- ε_c = strain in concrete , ε_s = strain in steel;
- A_c = area of concrete slab ($b_c t_c$) , A_s = area of steel beam;
- I_c = moment of inertia of concrete slab;
- E_c, E_s = modulus of elasticity of concrete and steel;

I_s = moment of inertia of steel beam;
 t_c , d = thickness of slab and height of steel section.

Table 2

Summary of stresses in steel beam and concrete slab

Positive Moment Region of Continuous Beam				
Steel beam		Concrete slab		Source of Stresses
Bottom σ_{sb}	Top σ_{st}	Bottom σ_{cb}	Top σ_{ct}	
Tension	Compression	Tension	Tension	Shrinkage
				Creep
				Temperature difference between concrete and steel
Compression	Tension	Compression	Compression	Thermal expansion differential between concrete and steel
Tension	Compression	Compression	Compression	External Loads
Negative Moment Region of Continuous Beam				
Steel beam		Concrete slab		Source of Stresses
Bottom σ_{sb}	Top σ_{st}	Bottom σ_{cb}	Top σ_{ct}	
Compression	Tension	0	0	Thermal expansion differential between concrete and steel
				External Loads

M_c, M_s = internal bending moment (concrete slab and steel beam)

a. External stresses due to external loads

Stresses because of external loads are calculated from the following formulas (Table 3 and Figure 1): where: Compression -, tension +

Table 3

Summary of stresses in steel beam and concrete slab

Source	Top Fiber	Bottom Fiber
Concrete Slab	$\sigma_{ct} = -\frac{N}{A_c} - \frac{M_c \cdot y_{ct}}{I_c}$	$\sigma_{cb} = -\frac{N}{A_c} + \frac{M_c \cdot y_{cb}}{I_c}$
Steel Beam	$\sigma_{st} = \frac{N}{A_s} - \frac{M_s \cdot y_{st}}{I_s}$	$\sigma_{sb} = \frac{N}{A_s} + \frac{M_s \cdot y_{sb}}{I_s}$
$I_{tr} = I_s + \frac{I_c}{n} + A_s \cdot z_s^2 + \frac{A_c}{n} \cdot z_c^2 \quad , \quad N = \frac{A_c}{n I_{tr}} \cdot z_c \cdot M \quad , \quad M = \frac{A_s}{I_{tr}} \cdot z_s \cdot M \quad , \quad n = \frac{E_s}{E_c}$ <p>Where: M = Applied bending moment</p>		

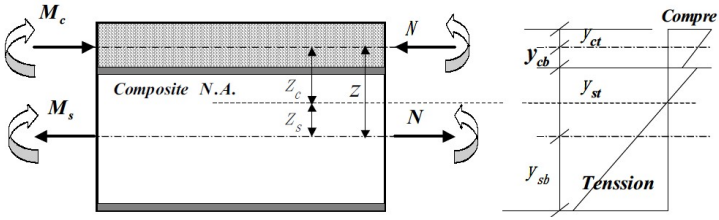


Fig. 1. External stresses due to loads in positive region

b. Stresses due to thermal expansion differences

Stresses because of external loads are calculated from the following formulas (Table 4 and Figure 2): where: Compression -, tension +

Table 4

Summary of stresses

Source	Top Fiber	Bottom Fiber
Concrete Slab	$\sigma_{ct} = -\frac{N}{A_c} + \frac{M_c y_{ct}}{I_c}$	$\sigma_{cb} = -\frac{N}{A_c} - \frac{M_c y_{cb}}{I_c}$
Steel Beam	$\sigma_{st} = \frac{N}{A_s} + \frac{M_s y_{st}}{I_s}$	$\sigma_{sb} = \frac{N}{A_s} - \frac{M_s y_{sb}}{I_s}$
$N = \varepsilon \left[\frac{I}{A_s E_s} + \frac{I}{A_c E_c} + \frac{z^2}{I_s E_s + I_c E_c} \right]$ $M_s = E_s I_s \frac{N z}{E_s I_s + E_c I_c} \quad , \quad M_c = E_c I_c \frac{N z}{E_s I_s + E_c I_c}$ <p>Where: z = Distance between the center of concrete slab and steel beam</p>		

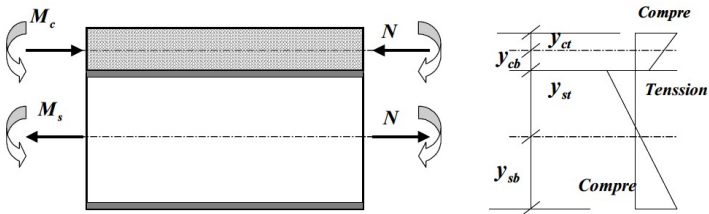


Fig. 2. internal stresses due to thermal expansion difference at low temperature and concrete growth

6. Numerical application of composite bridge

The following numerical example summarizes how previous formulas were used in the design of the composite bridge shown below which was designed according to the AASHTO specification rules (Table 5 and Figures 3, 4, 5, 6).

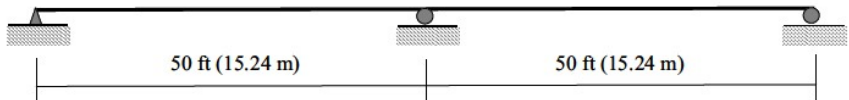
Table 5

Data of numerical composite bridge

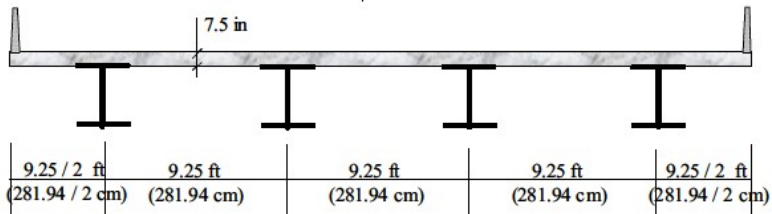
Regions	Maximum Moments			The Steel Sections
	Non Composite DL1	Composite DL2	Composite L+I	
Positive	196.6 kips.ft	69.1 kips.ft	543.8 kips.ft	W36x135 US
	266.56 KN.m	93.69 KN.m.	737.32 KN.m.	W920x200.9 SI
Negative	-345.3 K.ft	-121.3 K.ft	402.3 K.ft	W36x160 US
	-468.18 KN.m	-164.47 KN.m	545.47 KN.m	W920x238.1 SI
Steel and concrete properties: $f_y = 60 \text{ Ksi} = 413.70 \text{ MPa}$, $f'_c = 4 \text{ Ksi} = 27.58 \text{ MPa}$ (n = 8)				
Studs: Welded studs : 7/8 inches diameters with 4 inches high (22.23 x 101.6 mm)				
For interior girder:				
$DF = \frac{\text{Spacing in feet}}{5.5} = \frac{\text{Spacing in meter}}{1.676} = 1.682 \text{ Per Axle or } 0.841 \text{ Per Wheel}$				
For exterior girder: . Ext. Girder to be designed as interior Girder				
Concrete Slab: $A_c = 84(7) = 588 \text{ in}^2 = 3793.54 \text{ cm}^2$, $I_c = 84(7)^3/12 = 2401 \text{ in}^4 = 99937.17 \text{ cm}^4$				
Steel Beam (Positive Region): W36x135 (W920x200.9) z = 0.5(35.55+7) = 21.28 in $A_s = 39.7 \text{ in}^2$ (256.13 cm ²) , $I_s = 7800 \text{ in}^4$ (324660.51 cm ⁴) (54.05 cm)				
Steel Beam (Negative Region): W36x160 (W920x238.1) z = 0.5(36.01+7) = 21.51 in $A_s = 47.00 \text{ in}^2$ (303.23 cm ²) , $I_s = 9750 \text{ in}^4$ (405825.60 cm ⁴) (54.64 cm)				

Note:

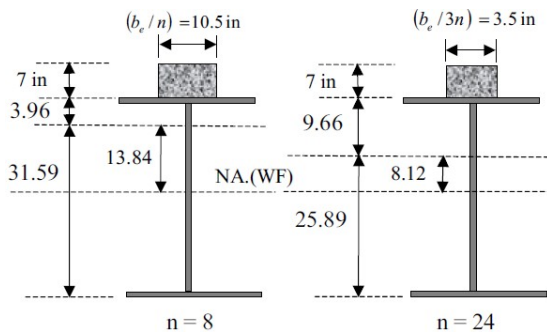
1 kips/ft = 14.59 KN/m , 1 kips.ft = 1.36 KN.m. , 1 ksi = 6.8950 MPa



(a) Two span composite bridge had been designed for HS20 ASSHTO loading



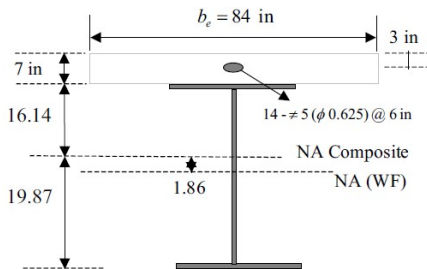
(b) Cross section of composite two continuous span bridge



For life load

For composite dead load
(load on composite section)

(c) Composite section properties in positive region



(d) Composite section properties in negative region

Fig. 3. Numerical model

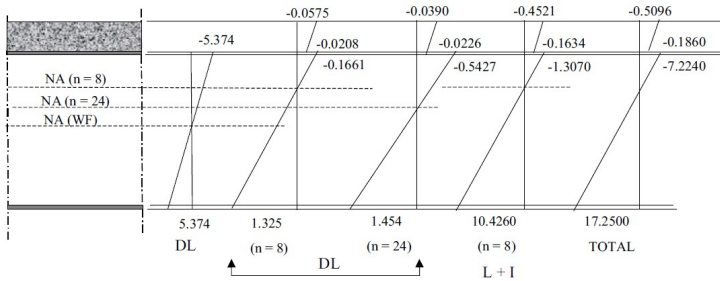
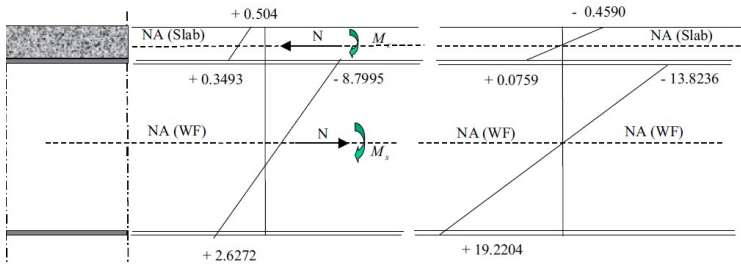


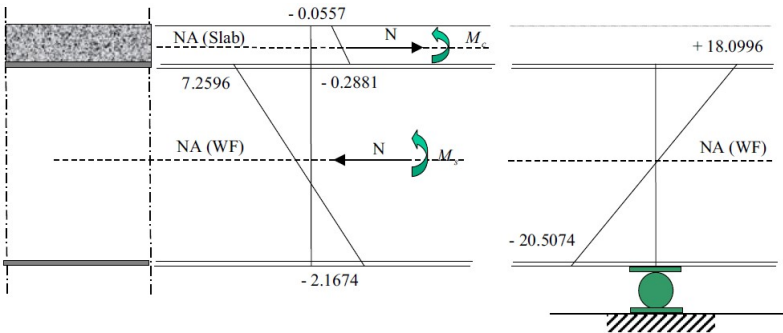
Fig. 4. Stresses due to dead and life loads (comp. -, tens. +)



Stresses due to shrinkage, creep and temperature difference

Stresses due to shrinkage, temperature difference and dead & life loads

Fig. 5



Stresses due to temperature expansion difference between concrete and steel

Stresses due to temperature expansion difference between concrete and steel and dead & life loads in negative area

Fig. 6

7. Results. The paper has shown how the properties of all building materials and bridges are negatively affected by thermal changes in the desert environment. As in the case of wind, the heat produces forces that form a kind of environmental load.

In the range of specific thermal change, the expansion and contraction of most construction materials is directly proportional to the temperature change. This linear relationship is expressed by the thermal expansion factor, which is the change in unit length owing to the temperature change of one degree.

The research also showed that the thermal differentiation resulting from the fact that the steel beams are not directly exposed to the solar radiation while it is directly imposed on the concrete slab, has an important impact on the composite bridge behavior. The effect of thermal changes is much greater than the effect of creep as demonstrated by research.

The sudden rise in temperature makes the steel beam more hot than the concrete slab associated with its upper section, attributed to the higher thermal conductivity of the steel. This type of thermodynamic hyperactivity occurs. The issue of the thermal behavior of composite bridges is very complex due to many factors, including:

The change in ambient temperature between the greatest value and the smallest value during the 24-hour period in the desert environment, wind velocity fluctuations and the type of bridges: simple or continuous, and solar radiation associated with time.

REFERENCES

1. David, R. and Meyerhof, G. G., "Composite Construction of Bridges Using Steel and Concrete", the Engineering Journal. May 1958, PP. (41 – 47).
2. Zhou, G. D. and Yi, T. H., "Thermal Load in Large-Scale Bridges: A State-of-the-Art Review", International Journal of Distributed Sensor Networks, 2013
3. American Institute of Steel Construction, (AISC), Steel Construction Manual, Eight Ed. 1990.
4. American Association of State and Highway Transportation Officials, (AASHTO), 2005, Standard Specifications for Highway Bridges, Thirteen ED.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕСТКОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИТНЫХ СИСТЕМ

КРАВЧЕНКО В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Система, включающая цементный камень и зерна плотного (гранулы пористого) заполнителя, представляет собой типичный композиционный материал. Свойства композиционных материалов, как правило, определяют методами гомогенизации, суть которых заключается в получении усредненных, так называемых, эффективных характеристик композита, на основе локальных характеристик фаз, составляющих его структуру, рассматривая ее на элементарных гетерогенных уровнях. Например, бетон – как цементный композиционный материал, можно представить в виде трех гетерогенных уровней: (1) твердая фаза цементного камня, образованная продуктами гидратации и зёрнами непрореагировавшего цемента; (2) цементный камень, состоящий из твердой фазы и капиллярной пористости; (3) бетонный композит, состоящий из цементного камня, транзитной зоны и заполнителя.

В настоящее время для определения эффективных жесткостных характеристик цементных композитных систем активно применяют метод Self-Consistent Scheme (SCS) [1] и метод Mori-Tanaka (MT) [2]. Для композитных систем с морфологией «матрица – включение» можно использовать положения дифференциальной теории эффективной среды (DEMT) [3], поскольку методы SCS и MT имеют существенный недостаток – они не учитывают возникновение перколяционных кластеров в композите и их влияние на его эффективные жесткостные характеристики.

Моделирование эффективных жесткостных характеристик твердой фазы цементного камня (уровень 1). Эффективные жесткостные характеристики на данном уровне определяют поэтапно в следующей последовательности: (1) определяют эффективные жесткостные характеристики цементного геля, состоящего из

частиц низкой и высокой плотности, методом МТ, (2) определяют эффективные жесткостные характеристики непрореагировавшего цемента, состоящего из клинкерных минералов, методом SCS, и (3) определяют эффективные жесткостные характеристики твердой фазы цементного камня методом SCS, исходя из фазового состава твердой фазы цементного камня. Следует отметить, что эффективные жесткостные характеристики твердой фазы цементного камня, определенные методом SCS, не учитывают, так называемый, порог перколяции твердой фазы, что приводит к некорректным их результатам, особенно в раннем возрасте.

Моделирование эффективных жесткостных характеристик цементного камня (уровень 2). Эффективные жесткостные характеристики цементного камня определяют, рассматривая его в двух отдельных состояниях – насыщенном, в котором вся его капиллярная пористость полностью заполнена влагой, и ненасыщенном – в котором соответственно капиллярная пористость полностью заполнена газообразной фазой. Эффективные жесткостные характеристики цементного камня в ненасыщенном состоянии определяют, используя метод МТ, в насыщенном состоянии – используя положения теории пороупругости Био.

Фактические эффективные жесткостные характеристики цементного камня определяют методом SCS, используя полученные значения жесткостных характеристик в насыщенном и ненасыщенном состоянии.

Моделирование эффективных жесткостных характеристик бетонного композита (уровень 3). Эффективные жесткостные характеристики бетонного композита определяют в рамках концепции New DEMT, в следующей последовательности: (1) определяют жесткостные характеристики эффективной частицы, состоящей из зерна плотного заполнителя и слоя транзитной зоны цементной матрицы вокруг него, методом GSCS; (2) определяют жесткостные характеристики бетонного композита, состоящего из цементного камня и эффективных частиц по методике, приведенной в [5].

Более рациональным представляется подход, в рамках которого на каждом i -ом этапе определяют эффективные жесткостные характеристики бетонного композита, содержащего концентрацию i -ой фракции эффективных частиц, используя положения [5]. На следующем $(i+1)$ -ом этапе, эффективная среда, полученная

на i -ом этапе, используется как матрица при определении эффективных жесткостных характеристик бетонного композита, содержащего концентрацию $(i+1)$ -ой фракции эффективных частиц. Эффективные жесткостные характеристики бетонного композита получают на последнем этапе, когда значение i станет равным количеству фракций эффективных частиц, содержащихся в нем.

Результаты моделирования. На рис. 1 представлен результат моделирования эффективного модуля упругости цементной композитной системы на элементарных гетерогенных уровнях в период твердения 0–28 сут.

Исходные данные для моделирования: В/Ц=0,35, модуль упругости крупного заполнителя 57 ГПа, мелкого заполнителя 44 ГПа, коэффициент Пуассона заполнителей 0,2, относительный объем плотного заполнителя в бетонном композите 69 %. Фазовый состав цементного камня определен по стехиометрическим расчетам в гидратационной модели цементного камня, описанной в работе [6], модуль упругости и коэффициент Пуассона фаз цементного камня принят по данным [7].

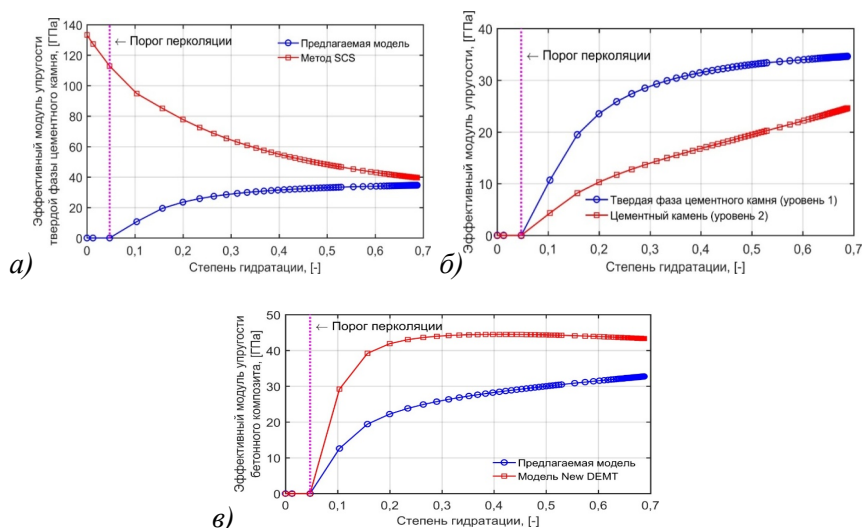


Рис. 1. Изменение эффективного модуля упругости твердой фазы цементного камня (а), цементного камня (б) и бетонного композита (в) в процессе твердения по предлагаемой модели

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hill, R. A self-consistent mechanics of composite materials / R. Hill // *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. – 1965. – Vol. 13, iss. 4 –P. 213-222.
2. Mori, T. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions / T. Mori, K. Tanaka // *Acta Metallurgica*. – 1973. – Vol. 21, iss. 5 –P. 571-574.
3. Norris, A.N. A differential scheme for the effective moduli of composites / A.N. Norris // *Mechanics of Materials*. – 1985. – Vol. 4, iss. 1. –P. 1-16.
4. Rostasy, F.S. Creep and relaxation of concrete at early ages – experiments and mathematical modeling / F.S. Rostasy, A. Gutsch, M. Laube // *Creep and Shrinkage of Concrete: Proceedings 5th International RILEM Symposium, Barcelona, 6-9 September 1993/ RILEM*; ed.: Z.P. Bazant, I. Carol. – Barcelona, 1993. – P. 453-458.
5. Garboczi, E.J. Elastic moduli of a material containing composite inclusions: Effective medium theory and finite element computations / E.J. Garboczi, J.G. Berryman // *Mechanics of Materials*. – 2001. – Vol. 33, iss. 8. –P. 455-470.
6. Tennis, P.D. A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of Portland cement pastes / P.D. Tennis, H.M. Jennings // *Cement and Concrete Research*. – 2000. – Vol. 30, iss. 6. – P. 855-863.
7. Bernard, O. A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties of cement-based materials / O. Bernard, F-J. Ulm, E. Lemarchand // *Cement and Concrete Research*. – 2003. – Vol. 33, iss. 9. – P. 1293-1309.

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

УДК 69.001.5

3D-ПЕЧАТЬ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ, ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩЕГО ОПЫТА

*САМУЙЛОВ Ю. Д., МАЖАНОВА А. И., ЗМУШКО Д. В.,
КОХНОВИЧ Е. С., СКАРИНА О. Н.*

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. На сегодняшний день в мировой практике строительства все громче заявляет о себе технология строительной 3D-печати. Во многих странах мира разрабатываются и внедряются различные технические решения строительных 3D-принтеров, которых на данный момент уже достаточно много.

Активная динамика развития и внедрения аддитивных технологий в строительный сектор экономики вполне понятна, так как эти технологии обещают ряд существенных преимуществ, по сравнению с другими методами строительства. Главными преимуществами являются: значительная экономия материальных затрат на проведения работ, и весьма существенная экономия временных ресурсов.

В связи с широким интересом к данной теме, в Республике Беларусь также взялись за ее разработку. В настоящее время в БНТУ ведутся работы по созданию вариативной имитационной модели аддитивного процесса производства изделий из бетонокомпозитных материалов с использованием разомкнутых кинематических механизмов методом натурального прототипирования.

Однако прежде чем создавать нечто новое в области строительной 3D-печати, необходимо ознакомиться с историей и основными понятиями в сфере аддитивных технологий, а также с имеющимся мировым опытом их реализации в строительстве (реальные технические решения строительных 3D-принтеров, примеры выполненных работ, используемые строительные материалы), обзор которого сделан в данной работе.

История и основные понятия в сфере аддитивных технологий.

Технология 3D-печати появилась в 1986 г., когда компания 3D Systems разработала первый специальный принтер – машину для стереолитографии, которая нашла применение в оборонной промышленности. Первые аппараты были крайне дорогими, а выбор материала для создания моделей был ограничен. Бурное развитие трёхмерной печати началось с развитием технологий проектирования (CAD), расчётов и моделирования (CAE) и механической обработки (CAM). И сегодня сложно найти область производства, где бы не применялись 3D-принтеры: с их помощью изготавливаются детали самолётов, космических аппаратов, подлодок, инструменты, протезы и импланты, ювелирные изделия и многое другое. Перспектива очевидна – во многих производственных сферах аддитивная технология в ближайшее время может стать приоритетной.

Ведущие страны мира активно включаются в 3D-гонку. Так, в 2012 г. в Янгстоуне, Огайо, открылся Национальный инновационный институт аддитивного производства NAMP - первый центр аддитивных технологий из пятнадцати создаваемых в США. Машинный парк института уже насчитывает 10 аддитивных машин, три из которых являются самыми современными машинами для создания металлических деталей.

Суть аддитивных технологий заключается в соединении материалов для создания объектов в 3D-модель слой за слоем. Этим они отличаются от обычных субтрактивных технологий производства, подразумевающих механическую обработку – удаление вещества из заготовки.

Аддитивные технологии классифицируют:

- по используемым материалам (жидким, сыпучим, полимерным, металлопорошковым);
- по наличию лазера;
- по способу фиксирования слоя построения (тепловое воздействие, облучение ультрафиолетом или видимым светом, связующий состав);
- по способу образования слоя (есть два способа формирования слоя: первый называют *селективным синтезом*, он заключается в том, что сначала насыпают на платформу порошковый материал, распределяют его роликом или ножом для создания ровного слоя материала заданной толщины, далее происходит селективная

обработка порошка лазером или другим способом соединения частиц порошка (плавкой или склеиванием) согласно текущему сечению САD-модели, плоскость построения неизменна, а часть порошка остаётся нетронутой; второй способ состоит в непосредственном осаждении материала в точку подведения энергии).

Организация ASTM, занимающаяся разработкой отраслевых стандартов, разделяет 3D-аддитивные технологии на 7 категорий.

Выдавливание материала. В точку построения по подогретому экструдеру подаётся пастообразный материал, представляющий собой смесь связующего и металлического порошка. Построенная сырая модель помещается в печь для того, чтобы удалить связующее и спечь порошок – так же, как это происходит в традиционных технологиях. Эта аддитивная технология реализована под марками MJS (Multiphase Jet Solidification, многофазное отверждение струи), FDM (Fused Deposition Modeling, моделирование методом послойного наплавления), FFF (Fused Filament Fabrication, производство способом наплавления нитей).

Разбрызгивание материала. Например, в технологии Polyjet воск или фотополимер по многоструйной головке подается в точку построения. Эта аддитивная технология также называется Multi jetting Material.

Разбрызгивание связующего. К ним относятся струйные Ink-Jet-технологии впрыскивания в зону построения не модельного материала, а связующего реагента (технология аддитивного производства ExOne).

Соединение листовых материалов. Строительный материал представляет собой полимерную плёнку, металлическую фольгу, листы бумаги и др. Используется, например, в технологии ультразвукового аддитивного производства Fabrisonic. Тонкие пластины из металла свариваются ультразвуком, после чего излишки металла удаляются фрезерованием. Аддитивная технология здесь применяется в сочетании с субтрактивной.

Фотополимеризация в ванне. Технология использует жидкие модельные материалы – фотополимерные смолы. Примером могут служить SLA-технология компании 3D Systems и DLP-технология компаний Envisiontec, Digital Light Procession.

Плавка материала в заранее сформированном слое. Используется в SLS-технологиях, использующих в качестве источника энергии лазер или термоголовку (SHS компании Blueprinter).

Прямое подведение энергии в место построения. Материал и энергия для его плавления поступают в точку построения одновременно. В качестве рабочего органа используется головка, оснащённая системой подвода энергии и материала. Энергия поступает в виде сконцентрированного пучка электронов (Sciaky) или луча лазера (POM, Optomec.). Иногда головка устанавливается на «руке» робота.

Данная классификация наиболее полно отражает особенности аддитивных технологий.

Согласно приведенной выше классификации можно говорить о том, что практически все строительные 3D-принтеры используют адаптированный вариант аддитивной технологии первой категории (*выдавливание материала*), однако есть и исключения, например, проект D-Shape, который применяет *разбрызгивание связующего*.

Примеры конкретных конструктивных решений строительных 3D-принтеров

«StroyBot» Андрея Руденко

Андрей Руденко - один из первопроходцев строительной 3D-печати. Российский инженер, переехавший в Миннесоту, впервые привлек к себе внимание проектом миниатюрного сказочного замка, изготовленного с помощью 3D-принтера собственной конструкции под названием «СтройБот» (рис. 4).

В качестве строительного материала был использован геополимерный бетон из вулканического пепла.

Из технических характеристик своего принтера Руденко указал скорость печати – 130 м²/48 ч. Толщина слоя смеси – 10 мм, диаметр формирующего патрубка – 30 мм.

D -Shape

Один из наиболее необычных вариантов строительной 3D-печати, разработанный итальянским инженером Энрико Дини. В отличие от конкурентных установок, 3D-принтер D-Shape не использует позиционируемый по трем осям экструдер, а полагается на целый массив из 300 сопел, закрепленный на подвижной платформе.

Рабочая площадь в текущей версии составляет 6х6 метров. Технология скорее напоминает струйную печать, а массив используется для нанесения связующего агента на слои песка. Первая модель принтера, запатентованная в 2006 году, печатала эпоксидными смолами, но такой подход вызвал немало технических трудностей и был оставлен. Новая версия, запатентованная в 2008 году, использует в качестве вяжущего оксиды металлов и хлорид магния.

Серийные строительные принтеры ООО «СПЕЦАВИА»

ООО «СПЕЦАВИА» (Россия, г. Ярославль) выпустила в продажу целую серию строительных 3D-принтеров:

Таблица 1

Основные технические характеристики строительных принтеров ООО «СПЕЦАВИА»

Наименование модели принтера	Рабочая скорость, м/мин	Рабочая зона, мм	Потребляемая мощность, кВт
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-2020	8	2500×1600 ×800	1,6
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-1160	12 /0,6	11500×11600 ×2700	7,5
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-4063	8	3500×5200 ×1000	1,3
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-6043	9	3500×3600 ×1000	1,5
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-6044	9	3500×3600 ×1000	1,6
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-6044 LONG	9	3500×8000 ×1500	1,6
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-6044 M	12	3500×3600 ×1000	1,6
ПРИНТЕР СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЁХМЕРНОЙ ПЕЧАТИ (3D) S-6045M	12	3500×3600 ×1000	1,6

Серийные строительные 3D-принтеры словенской компании BetAbram

Таблица 2

Основные технические характеристики строительных принтеров компании BetAbram

Наименование модели принтера	Рабочая скорость, м/мин	Рабочая зона, м	Потребляемая мощность, кВт
Модель P1	–	18 × 9 × 2,5	4
Модель P2	–	12 × 6 × 2,5	4
Модель P3	–	6 × 3 × 2,5	3

3D-принтер-манипулятор для строительства ProTo R 3Dp, Нидерланды

В Нидерландах разработан 3D-принтер-манипулятор для строительства ProTo R 3Dp. Он умеет строить различные конструкции произвольной формы из специального бетона. Разработчики - компания CyBe Additive Industries.

Таблица 3

Основные технические характеристики строительного принтера компании CyBe Additive Industries

Наименование модели принтера	Рабочая скорость, м/мин	Радиус действия, м	Потребляемая мощность, кВт
ProTo R 3Dp	12	3,15	–

В декабре 2016 года в Ступино Московской области был осуществлен совместный проект американского стартапа Aris Cor и шести российских компаний. С помощью разработанного компанией Aris Cor 3D-принтера был напечатан жилой дом. Российские компании взяли на себя его отделку и обустройство. Печать самонесущих стен, перегородок и ограждающих конструкций здания заняла 24 часа. После завершения печати принтер извлекли краноманипулятором. Площадь здания составила 38 кв. м, оно напечатано с помощью аддитивной технологии, слой за слоем. Впервые в российской строительной практике дом печатался как единое целое, а не собирался из отпечатанных панелей.

Основные технические характеристики строительного принтера
компании Apis Cor

Наименование модели принтера	Рабочая скорость, м/мин	Радиус действия/ высота, м	Потребляемая мощность, кВт
Apis Cor	1–10	4/3,1	8

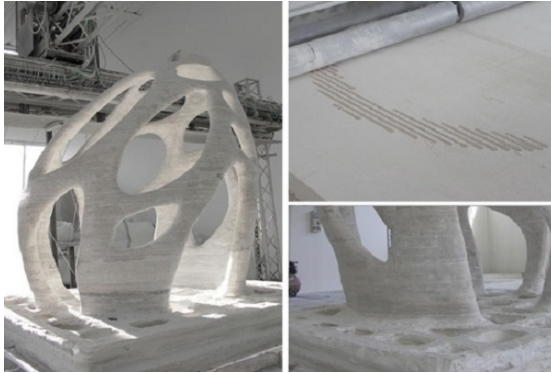


Рис. 1. Скульптура под названием «Радиолярия» размером 3×3 метра, выполненная с помощью 3D-принтера D-Shape



Рис. 2. Замок, выполненный с помощью 3D-принтера «StroyBot» Андрея Руденко

С учетом того, что технология строительной 3D-печати сравнительно нова, данных об используемых строительных материалах немного.

В общем можно говорить лишь о том, что практически все существующие строительные 3D-принтеры используют несколько видов строительных смесей, основными из которых можно назвать следующие:

- мелкозернистая бетонная смесь на цементном вяжущем, с различными модифицирующими добавками;
- мелкозернистая фибробетонная смесь на цементном вяжущем, с различными модифицирующими добавками;
- геопалимерная бетонная смесь;
- пенополиуретановая смесь.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аддитивная технология: описание, определение, особенности применения и отзывы. Аддитивные технологии в промышленности [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://fb.ru> – Дата доступа: 10.05.2017.

2. Обзорная статья по 3D строительным технологиям [Электронный ресурс], – Режим доступа: <https://geektimes.ru> – Дата доступа: 10.05.2017.

3. Строим дом с помощью 3D-принтера: обзор компаний и перспективы [Электронный ресурс], – Режим доступа: <http://3dtoday.ru> – Дата доступа: 10.05.2017.

4. ООО «СПЕЦАВИА». Официальный сайт [Электронный ресурс], – Режим доступа: <http://specavia.pro>. – Дата доступа: 10.05.2017.

5. 3D-принтер BetAbram: недорогое устройство, которое «напечатает» вам дом [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://3dnews.ru> – Дата доступа: 11.05.2017.

6. Топ-6 строительных принтеров для 3D-печати домов [Электронный ресурс], – Режим доступа: <http://robotrends.ru>. – Дата доступа: 11.05.2017.

ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ СИСТЕМЫ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО МОНИТОРИНГА ДЕФОРМАЦИИ НЕСУЩЕГО КАРКАСА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ

СНЕЖКОВ Д. Ю., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В статье представлен опыт эксплуатации системы автоматизированного мониторинга высотного здания с использованием датчиков углов наклона несущих колонн. В качестве методической основы обработки данных мониторинга рассмотрен корреляционный анализ углов наклона колонн каркаса здания.

Введение. Использование в высотном строительстве бетонов высокой прочности, склонных к хрупкому разрушению, усиливает опасность прогрессирующего обрушения конструкций [1], когда вплоть до катастрофического развития этого процесса, явных внешних признаков снижения несущей способности конструкции может и не наблюдаться. Своевременно обнаружить начальную стадию такого рода событий позволяют системы автоматической непрерывной регистрации деформационного состояния несущих конструкций, при высокой чувствительности измерительной системы к контролируемым параметрам деформации.

Практическое использование систем автоматизированного мониторинга состояния несущих конструкций высотных зданий является относительно новой темой в перечне вопросов безопасной эксплуатации строительных сооружений в республике Беларусь. Тем не менее, накопленный опыт эксплуатации несколько таких систем на объектах г.Минска в течении последних 5 лет позволяет сформулировать некоторые общие для всех систем ключевые вопросы, требующие решения как на стадии проектирования и монтажа системы автоматизированного мониторинга, так и в период её эксплуатации.

Для отслеживания деформации несущего каркаса наиболее распространенными типами сенсоров являются: датчики линейной

деформации (сжатия-растяжения), датчики углов наклона элементов (инклинометры), датчики акустической эмиссии, датчики вибрации (акселерометры), датчики ветровой нагрузки (анемометры). Установка датчиков линейной деформации, независимо от физического принципа их работы, требует, как правило, достаточно протяженной базы, на которой производится регистрация взаимного перемещения контрольных точек конструкции [2], что может быть неприемлемым по архитектурным или эстетически соображениям. Сильная связанность элементов железобетонного монолитного каркаса здания в пределах каждого этажа и, соответственно, - взаимная зависимость деформации элементов, позволяет минимизировать число контролируемых элементов каркаса. Для обнаружения накапливающихся деформаций несущего каркаса в качестве информационных параметров могут быть использованы только углы наклона нескольких ключевых конструкций каркаса, измеряемых высокочувствительными сенсорами. Именно таким образом решается задача мониторинга высотного здания «Современный многофункциональный торгово-развлекательный комплекс с гостиницей и паркингом на проспекте Победителей в г. Минске». Комплекс представляет собой 21-этажное здание, состоящее из двух основных частей: шестизэтажной стилобатной части (торгового центра) и 14-этажной гостиницы. Верхняя отметка здания – +85,650 м. Основу несущего каркаса объекта составляли несущие монолитные колонны, диски монолитных перекрытий и элементы поперечной жесткости. Регистрация деформационных изменений состояния несущего каркаса осуществлялась датчиками угловых перемещений – инклинометрами, обеспечивающими измерение углов своего наклона в двух ортогональных вертикальных плоскостях X и Y с погрешностью, не превосходящей 10–3 углового градуса.

Компактность конструкции используемой модели инклинометров в совокупности с беспроводным интерфейсом позволяют их легко устанавливать на элементах каркаса зданий, находящихся в эксплуатации, а при необходимости – менять места установки. Наклон контролируемой конструкции может быть обусловлен рядом факторов: изменением вектора нагрузки, изменением упругопрочностных свойств материала конструкции, изменением параметров взаимных связей элементов конструкции и смежных

конструкций между собой, и температурным расширением-сжатием железобетона.

Другой важный вопрос, возникающий в начале эксплуатации системы автоматизированного мониторинга – алгоритм формирования так называемого аларм-сигнала, – выявление предаварийной ситуации объекта. В настоящее время четкой однозначной регламентации этого вопроса нет. Отечественные нормативы – ТКП 45-3.02-108-2008, ТКП 45-1.01-234–2015 – дают лишь общие рекомендации для углового отклонения всего здания в целом, которое для расстояния от верха фундамента до верха несущих конструкций покрытия h не должны превышать:

- при h , м до 150 – $1/500$;
- то же до 200 – $1/600$,

что составляет в пересчете в угловые единицы соответственно $0,114^\circ$ и $0,095^\circ$. Эти значения закладываются в систему в качестве граничных.

В качестве дополнительного ориентира для оценки предаварийного состояния здания можно рассматривать тенденцию в развитии деформации элементов каркаса: скорость (и ускорение) деформативных изменений, и, соответственно, прогнозное время достижения деформацией граничных значений.

Не менее важной является задача выбора ключевых элементов наиболее чувствительных к вероятным деформациям каркаса. Перспективу в решении указанной задачи может открыть технология информационного моделирования зданий (Building Information Modelling – BIM). Разработанная на стадии проектирования и дополняемая в процессе возведения и эксплуатации трехмерная информационная модель здания, где для каждого элемента модели закладываются сведения о его фактических упруго-деформативных и прочностных параметрах, позволит по изменению состояния группы контролируемых элементов, рассчитать состояние остальных. Соответственно можно решать и обратную задачу – выбрать «ключевые» элементы. Разработка компьютерной модели должна являться неотъемлемой частью проекта здания.

Таким образом, создание системы мониторинга включает в себя решение следующих задач:

- выбора ключевых контролируемых элементов каркаса здания, обладающих наибольшей чувствительностью к вероятным видам деформации каркаса;

- выбора аппаратной основы измерительной системы, в первую очередь - перечня используемых сенсоров;

- формирования алгоритма оценки деформации силового каркаса здания по данным измерений состояния ключевых элементов каркаса, и на его основе – распознавание alarm – ситуации, при которой требуется принятие оперативных решений.

Технические средства системы мониторинга. Основными аппаратными элементами рассматриваемой системы сбора информации являются двухосевые сенсоры-инклинометры и центральный базовый блок, связь между которыми организована по сетевому принципу. Предусмотрены средства доступа к базовому блоку по выделенному каналу сети Internet. Контроль угловых отклонений колонн несущего каркаса производится сенсорами-инклинометрами, имеющими беспроводный интерфейс установленными на колоннах подвального, 7 и 21 этажах здания. Дополнительно на кровле здания установлены проводные сенсор скорости и направления ветра и сенсор-акселерометр. Кроме собственно датчика угловых перемещений каждый сенсор-инклинометр имеет в своем составе датчик температуры с разрешением $0,1^{\circ}\text{C}$. Обработка сигналов сенсоров происходит в режиме реального времени в центральном базовом блоке Автономный режим базового блока системы позволяет получать информацию от всех сенсоров, производя накопление данных с различным временным разрешением. Хранение данных мониторинга в базовом блоке производится на протяжении 20 лет непрерывного функционирования системы. В типовой настройке базового блока предусмотрено организация массива накопленных данных сенсоров-инклинометров в виде трех файлов, содержащих отсчеты данных с разрешением в 1 сутки, 1 час и 15 минут. Размер каждого файла ограничен ~ 250 записями, каждая из которых является результатом усреднения отсчетов сенсоров за соответствующий интервал времени. Типовое расположение сенсоров – инклинометров – на угловых колоннах несущего каркаса здания (рис. 1).

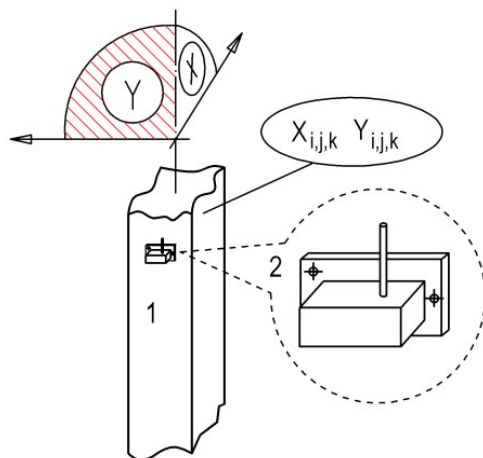


Рис. 1. Установка сенсора-инклинометра (2) на контролируемой колонне (1)

Программно-схемотехническое исполнение инклинометров и базового блока позволяет их дистанционное конфигурирование: установку параметров чувствительности сенсоров и их начального – нулевого значения отсчетов, периода опроса, параметров конфигурирования информационной сети и др.

Результаты мониторинга, анализ данных. В основе мониторинга конструкций лежит принцип регистрации угловых отклонений сенсора от нормального (первоначального) положения в режиме реального времени. Визуализацию деформационных изменений несущего каркаса здания удобно осуществлять через построение годографов угловых перемещений колонн в полярных координатах, привязанных к координатной сетке здания (см. рис. 3). Угловая координата (азимут) ang годографа рассчитывается по формуле

$$\text{ang} = \text{arctg} \left(\frac{x^*}{y^*} \right), \quad (1)$$

где x^* , y^* – значения угловой составляющей каждого сенсора в приведенной системе координат.

Расчет модулей mod углов производился по формуле

$$\text{mod} = \sqrt{(x^*)^2 + (y^*)^2}. \quad (2)$$

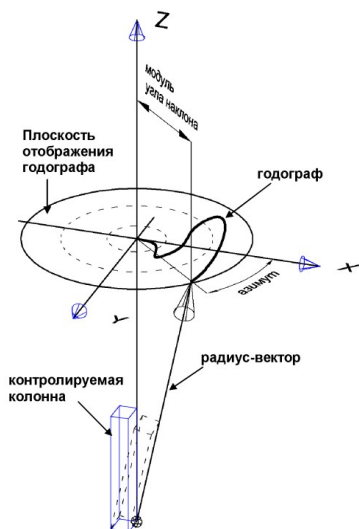


Рис. 2. Схема отображения данных угловых отклонений колонн здания

На рис. 2 приведен годограф перемещений одного из сенсоров 21 этажа в плоскости осей X^* , Y^* . За период наблюдений (19.08.2015 – 13.03.2018) средняя величина модуля угловых перемещений колонн по этажам составила $0,007 \dots 0,031$ углового градуса. Значимая корреляция средних значений угла наклона колонн по этажам не выявлена, что косвенно указывает на отсутствие наклонных перемещений всего здания целиком.

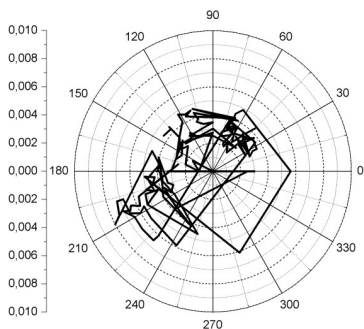


Рис. 3. Годограф наклона колонны 21 этажа здания за период с августа 2015 г. по март 2018 г.

Для уточнения наблюдаемой деформационной картины выполнен корреляционный анализ сигналов сенсоров в пределах отдельных этажей, а также оценка корреляции усредненных углов наклона между этажами, и определена корреляция угловых отклонений контролируемых элементов объекта с их температурой. В таблице приведены значения межэтажных коэффициентов взаимной корреляции средних значений модулей наклона и средних значений азимутов наклона колонн.

Таблица

Коэффициенты корреляции средних по этажам модулей векторов наклона колонн

Этажи	Коэфф. корреляции <i>mod</i> годографов	Коэфф. корреляции. азимутов годографов
21 эт – 7эт	0,71	0,06
21 эт - подвал	0,86	-0,04
7 эт - подвал	0,85	0,26

Результаты анализа показали (см. таблицу), что взаимная корреляция среднего значения модулей углов наклона колонн этажей является значимой – $r = 0,7-0,86$, что указывает на общую причину вариации модулей углов наклона. В то же время корреляция азимутальных углов практически отсутствует. Это косвенно указывает на отсутствие наклонных перемещений всего здания целиком. Годографы векторов деформации отдельных колонн (рис. 4) имеют стохастический характер и не выходят за пределы характерной устойчивой области, что также свидетельствует об отсутствии накопления деформаций вследствие усадочных процессов в элементах конструкций и фундаменте здания.

Выявлена значимая корреляция угловых перемещений колонн от температуры. На рис. 4 показаны совместные диаграммы изменений модуля угла наклона одной из колонн и температуры.

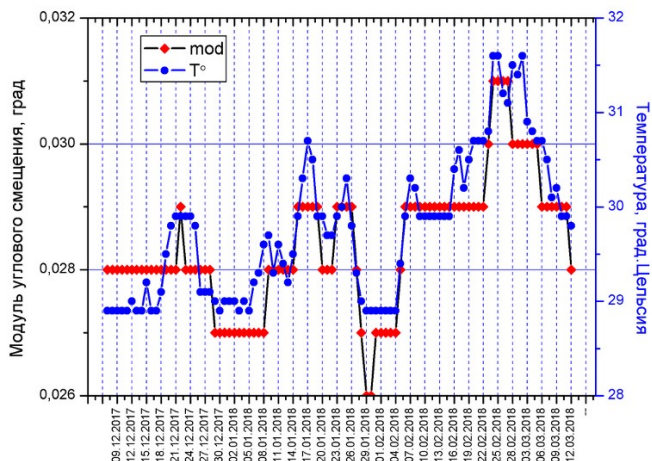


Рис. 4. Временные диаграммы угловых смещений сенсора подвала здания и его температуры за период декабрь 2017 г.–март 2018 г.

Для датчиков высотной части здания устойчивое и близкое к 1 значение коэффициента корреляции наблюдалось в интервале температур $+16^{\circ}\dots+26^{\circ}\text{C}$ (см. рис. 5) [3]. Сильная зависимость углов наклона колонн от температуры приводит к тому, что при резких колебаниях температуры угол наклона колонны также резко меняется. Быстрое нарастание угла наклона, даже в пределах ниже установленных максимальных допусков, может расцениваться как состояние близкое к предаварийному. Чтобы избежать ложных срабатываний системы тревоги температурный фактор следует учитывать.

Разработанная методика компенсации колебаний температуры базируется на расчете и введении температурной поправки для каждой из ортогональных составляющих угла наклона колонны. Чувствительность углов наклона X , Y колонны к изменению температуры t определяется коэффициентом регрессии A_1 в соответствующих уравнениях

$$\begin{aligned} X &= A_{1,X} \cdot t + A_{0,X}, \\ Y &= A_{1,Y} \cdot t + A_{0,Y}. \end{aligned} \quad (3)$$

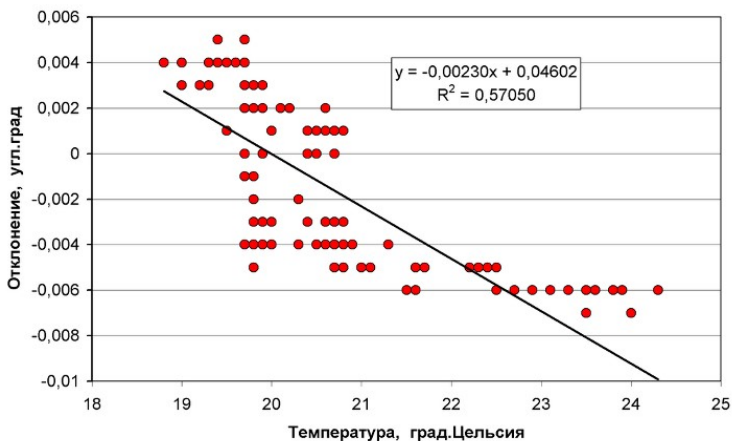


Рис. 5. Зависимость Y-составляющей наклона колонны ID-01 от температуры: период наблюдения II

Как показал анализ данных мониторинга за 2-летний период наблюдения объекта, коэффициент регрессии не является постоянной величиной. Наибольшие его изменения связаны с периодом монтажа технологического оборудования, также с запуском системы отопления и кондиционирования воздуха. Кроме того, проявился эффект связанный с температурной инерционностью строительных конструкций: максимального значения коэффициент корреляции углов наклона колонн с температурой достигался не для текущих значений температуры, а для значений зарегистрированных примерно сутки назад. Некоторое повышение точности температурной поправки достигалось учетом тепловой инерции конструкций здания. Характеристическое время задержки деформационной реакции от момента температурного перепада составило для сенсоров системы около 20–28 часов. Уточненные значения углов наклона X^* и Y^* рассчитывались по формулам

$$\begin{aligned} X_i^* &= X_i + A_{i,x}(t_0 - t_{i-1}), \\ Y_i^* &= Y_i + A_{i,y}(t_0 - t_{i-1}), \end{aligned} \quad (4)$$

где t_0 – приведенное значение температуры (принималось $+15^\circ\text{C}$);
 t – текущее значение температуры;
 i – текущая дата наблюдения.

На рис. 6 показана диаграмма для коэффициентов регрессии $A_{1,x}$ и $A_{1,y}$ для сенсора 21 этажа. На диаграмме выделены два характерных периода: период I – введение объекта в эксплуатацию и эксплуатация объекта без включения системы отопления; период II – октябрь 2017 г. по март 2018 – эксплуатация объекта с включенной системой отопления.

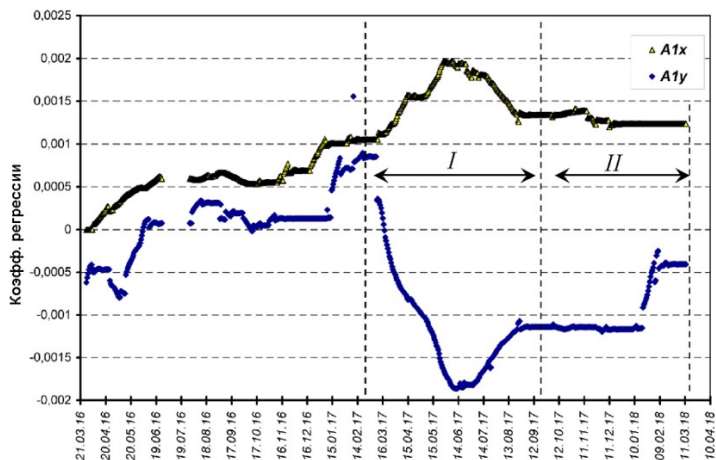
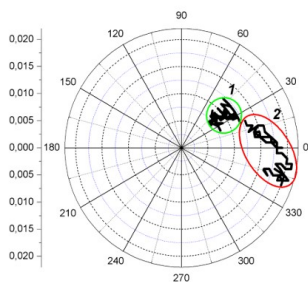


Рис. 6. Зависимость Y-составляющей наклона колонны 01 от температуры: I и II – периоды наблюдения

Коэффициенты регрессии рассчитывались по методу скользящего среднего, длительность усредняющего периода наблюдения принималась 20 суток.

На рисунке 7 приведены годографы наклона одной из колонн 21 этажа для периодов наблюдения I и II. Отчетливо видно сокращение области вариации годографа при введении температурной поправки. Для периода наблюдения I вариация X- координата уменьшилась на 33 %, Y – координата - на 30 %. Для периода II уменьшение вариации составляющих X и Y составило соответственно 57 % и 30 %. Визуально по рис. 7 можно также отметить не только лучшую «компактность» областей 1 обоих годографов, но и меньшую миграцию этих областей в показанных координатах. Для областей 2 этот показатель заметно больше.

а).



б).

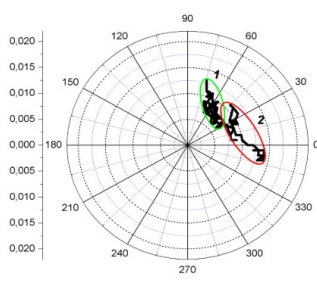


Рис. 7. Годографы наклона колонны 01:

a – период наблюдения I; *б* – период наблюдения II;

1 – с температурной коррекцией; 2 – без температурной коррекции

Заключение. Выполненные работы показали эффективность инклинометров в качестве чувствительной измерительной основы автоматизированной системы мониторинга деформации несущего каркаса строительных объектов. Данные мониторинга подтверждают статистическую обоснованность значений чувствительности сенсоров инклинометров на уровне 0,001 углового градуса.

В качестве методической основы обработки данных системы предлагается корреляционный анализ приращений углов наклона ключевых конструкций.

За весь период наблюдения 2015–2018 гг. диапазон вариации углов наклона контролируемых колонн объекта составил 0,007–0,031 углового градуса. Связанное с проведением работ по монтажу технологического оборудования здания максимальное зарегистрированное кратковременное отклонение достигло значения 0,04 углового градуса, что составляет 36% от условного максимально допустимого значения. За период эксплуатации здания в 2017–2018 гг. диапазон девиации углов наклона контролируемых колонн сократился и составил 0,005–0,013 углового градуса.

Выявлено сильное влияние на показатели деформации несущего каркаса здания вариации температуры. Угловые отклонения колонн за счет температурного фактора имеют обратимый характер. Значительное влияние на величины температурных составляющих деформации оказывает режим работы системы кондиционирования-отопления здания.

За период наблюдения эксплуатируемого здания с марта 2017 года по март 2018 г. температурный фактор определял 30–60% всего диапазона вариации углов наклона контролируемых колонн. В связи с этим особое значение приобретает вопрос о степени адекватности наклонных перемещений, обусловленных вариацией температуры, и фактических напряжений в конструкциях. Решение этого вопроса видится в использовании компьютерных моделей каркаса здания. Для калибровки модели и её адаптации к реальным регистрируемым величинам деформации каркаса и отдельных его элементов следует оснащать отдельные группы сенсоров-инклинометров сенсорами линейной деформации, а также использовать данные прямых геодезических измерений.

По результатам мониторинга выработан ряд рекомендаций по выбору сенсоров и мест их установки на элементах конструкций, в частности, рекомендуется устанавливать инклинометры не на отдельные конструкции, а группами на места сопряжения конструкций. Например, два сенсора монтируются на смежных по высоте колоннах и один сенсор на диске перекрытия. Отдельные группы сенсоров, контролирующих однотипные конструкций, необходимо дополнять сенсором линейной деформации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гурьев, В.В. Автоматизированные станции мониторинга деформационного состояния (СМДС) и их применение на строительных объектах / В.В. Гурьев, В.М. Дорофеев, В.Г. Катренко, [и др.] // «Стройпрофиль», №1(71), 2009, С.3-6.
2. Минченя, В.Т. Информационные технологии в строительстве / В.Т. Минченя [и др.] // в сборнике статей Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы инновационной подготовки инж. кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты».- 2015, Минск, БНТУ, С. 174–180.
3. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович - Минск: БНТУ, 2016. - 330 с.
4. Boldyrev G.G., Zhivaev A.A. System for Static and Dynamic Monitoring and Ice Sport Arena. Proceed. of the 8th Internat. Workshop on Structural Health Monitoring. Ed. Fu-Kuo, Stanford University, USA, 2011, pp. 378-385.

РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 69:658:53

ПРОБЛЕМЫ ФОРМИРОВАНИЯ УКРУПНЕННЫХ СМЕТНЫХ НОРМАТИВОВ СТОИМОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОЛУБОВА О. С., ГОЛУБЕВ Н. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Формирование стоимости строительства происходит на каждом этапе реализации проекта строительства зданий и сооружений. Рассматривая этапы жизненного цикла строительства объекта недвижимости принято выделять следующие основные этапы (стадии): предпроектная, проектная и строительство. Такая систематизация зафиксирована как в технических нормативных актах, таких как ТКП 45-1.02-298–2014 [1], так и в нормативных законодательных актах, регулирующих порядок формирования стоимости в строительстве [2, 3].

В методических рекомендациях, утвержденных приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 8 мая 2012 года № 144 используется термин «укрупненные нормативы строительства объектов» или УНСО. При этом речь идет о укрупненных нормативах стоимости строительства объектов, которые могут быть использованы для «определения сметной стоимости строительства объекта и расхода ресурсов на строительство объекта на стадиях: обоснование инвестирования в строительство, архитектурный проект и утверждаемая архитектурная часть строительного проекта, формирование цены заказчика и цены предложения подрядчика» [3].

Поскольку УНСО содержат информацию о стоимости объектов строительства и используются для нужд ценообразования предлагается использовать понятие укрупненных нормативов стоимости строительства объектов, под которыми предлагается понимать

показатель, определяющий стоимость строительства в расчете на физическую единицу измерения объекта строительства.

Классификация укрупненных нормативов стоимости строительства объектов, позволяет систематизировать показатели, установить сферу их использования и особенности формирования.

Комплексными расчетными единицами измерения, в соответствии с [3] являются общая площадь, мощность, строительный объем и другие единицы измерения, применяемые в зависимости от функционального назначения объектов.

Детальной расчетной единицей измерения является единица измерения, характеризующая потребительские качества видов работ и конструктивных элементов объекта. Детальными расчетными единицами измерения являются кубометр земляных работ, квадратные метры площади стен, проемов, километры протяженности трассы и другие единицы измерения, применяемые в зависимости от видов работ и типов конструктивных элементов объекта.

Расчет укрупненных нормативов стоимости строительства с той или иной степенью детализации представлен как в нормативных документах [4], так и в научно-методических [5, 6, 7, 8].

В теории, укрупненные нормативы позволяют быстро и достаточно точно рассчитать сметную стоимость строительства объекта в целом [6]. Однако на практике, что касается строительства наружных инженерных сетей, ситуация обратная.

Для формирования производственных укрупненных нормативов стоимости строительства наружных сетей водоснабжения, канализации и теплоснабжения было отобрано по 5 объектов для каждого вида сети. Для сетей водоснабжения из 15 выполняемых видов работ на пяти объектах строительства только 9 видов работ были приняты к расчету укрупненных показателей, что составило 60 %, так как не все работы поддаются укрупнению. Это связано с тем, что индивидуальные особенности объектов и характер выполняемых на них работ не поддается усреднению. Работы по водопонижению, пробивке отверстий, герметизации и восстановлению покрытий после земляных работ требуют индивидуального подхода к формированию стоимости. Из 9 видов работ наиболее трудоемкие и высокооплачиваемые это работы на укладку трубопровода, установку фасонных частей и задвижек, устройство колодцев и подключение к существующей сети, что формирует более половины всех затрат

по объекту строительства. По каждому виду работ, которые теоретически можно учесть в виде укрупненного показателя стоимости строительства были рассчитаны среднеарифметические значения и проценты отклонения стоимости от среднеарифметических значений. Процент отклонений минимального значения стоимости работ от среднеарифметического значения стоимости составляет от 15,94 до 39,13 %, а процент отклонений максимального значения – от 15,94 до 44,20 %.

Для сетей канализации из 10 выполняемых видов работ на объектах 7 были приняты к расчету для формирования укрупненных нормативов стоимости строительства объектов, что составило 70 % стоимости по этим видам работ. Из них 4 работы формируют более 50 % стоимости: прокладка трубопровода, монтаж жируловителя, устройство колодцев и подключение к действующей сети канализации. Процент отклонений минимального значения стоимости работ от среднего значения стоимости составил от 12,8 до 31,91 %, а процент отклонений максимального значения стоимости работ – от 15,14 до 38,68 %.

Для сетей теплоснабжения из 11 выполняемых видов работ на объектах 6 были приняты к расчету укрупненных показателей стоимости, что составило 55 % стоимости работ. Из них 3 работы составляют основную стоимость: прокладка трубопровода, установка фасонных частей и теплогидроизоляция стыков. Процент отклонений минимального значения стоимости работ от среднеарифметического значения стоимости составил от 3,98 до 33,52 %, а процент отклонений максимального значения – от 4,68 до 27,12 %.

В ходе исследования после проведенных расчетов можно сделать вывод, что укрупненные нормативы стоимости строительства наружных сетей водоснабжения, канализации и теплоснабжения не отражают реальную стоимость выполненных работ на объекте. Отклонение от средних значений варьируется в пределах от 15 до 40 %, что является очень высокой погрешностью и не может быть использовано для формирования стоимости строительства практически ни на каком этапе реализации проекта строительства.

Строительные организации не могут допустить такие высокие отклонения стоимости, так как средний уровень рентабельности в строительстве меньше 10 процентов и плановая прибыль не может покрывать таких значительных отклонений в стоимости.

Применение укрупненных нормативов стоимости несет дополнительные риски и затраты, связанные с ними. Каждый проект строительства наружных инженерных сетей индивидуален и имеет свои особенности, которые не могут быть полностью учтены при формировании укрупненных нормативов стоимости.

Для оценки возможностей строительных организаций покрывать отклонения в стоимости работ, появляющиеся при использовании укрупненных нормативов стоимости, по анализируемым выше объектам были рассмотрены фактические затраты на выполнение работ.

При строительстве сетей водоснабжения стоимость по актам выполненных работ превысила фактические затраты. Наибольшая экономия составила по статьям: заработная плата рабочих – 53,93 рубля, общехозяйственные и общепроизводственные расходы – 31,56 рубль. Снижение трудоемкости работ, применение более дешевых материалов, снижение затрат на административно-хозяйственные расходы, и использование собственной техники позволили организации повысить рентабельность затрат с 14,29 до 17,05 %, а рентабельность продаж – с 12,50 до 14,57 %.

При строительстве сетей канализации фактические затраты превысили стоимость по актам выполненных работ. Наибольший перерасход составил по статьям: эксплуатация машин и механизмов – 185,95 рублей, заработная плата рабочих – 36,32 рублей, материалы – 64,96 рубля, общехозяйственные и общепроизводственные расходы – 63,59 рубля, а экономия на транспортных и заготовительно-складских расходах в 16,01 рублей не покрывает перерасход статей затрат в 433,79 рубля. Увеличение трудоемкости работ, применение более дорогих материалов, чем заложено в смете, использование более дорогой техники, простой машин и не учет всех затрат при врезке в сеть снизили рентабельность затрат с 10,02 до 9 %, а рентабельность продаж – с 9,11 до 8,26 %.

При строительстве сетей теплоснабжения фактические затраты превысили стоимость по актам выполненных работ, наибольший перерасход составил по статьям заработная плата рабочих – 45,75 рублей, общехозяйственные и общепроизводственные расходы – 28,90 рублей, эксплуатация машин и механизмов – 17,45 рублей. Увеличение трудоемкости работ, простой машин и не учет всех затрат при врезке в сеть снизили рентабельность затрат с 12,51 до 11,92 %, а рентабельность продаж – с 11,12 до 10,65 %.

Анализ фактических затрат показал, что основной перерасход средств приходится на заработную плату, эксплуатацию машин и механизмов, общехозяйственные и общепроизводственные расходы.

Для того, чтобы объем понесенных затрат негативно не влиял на величину полученной прибыли строительной организации и ее финансовый результат, необходимо уделить внимание путям снижения стоимости работ, таким как применение эффективных материалов, покупка производительной техники, снижение затрат по аренде, управленческих расходов, изменение способов производства, рост производительности труда, а также мониторинг цен на ресурсы и завершение строительства раньше нормативного срока.

В целом, применение укрупненных показателей для формирования стоимости строительства, широко используемое в зарубежных европейских странах, в Республике Беларусь только начинает активно формироваться. Проблемы формирования укрупненных нормативов связаны не столько с их многообразием, сколько с большой погрешностью, возникающей при усреднении затрат. Если диапазон отклонений стоимости, сформированной по укрупненным нормативам, выше значений плановой прибыли, то строительные организации не смогут применять такие показатели в своей деятельности. Поэтому научная задача повышения точности значений укрупненных показателей стоимости строительства должна решаться через систему мониторинга стоимости отдельных видов работ и формирования базы данных о стоимости работ и затрат с учетом фактических затрат строительных организаций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительство. Предпроектная документация. Состав и порядок разработки = Будаўніцтва. Перадпраектная дакументацыя. Склад і парадак распрацоўкі: ТКП 45-1.02-298–2014 (02250). Введ. 14.07.14. Минск: Минстройархитектуры, 2014. 49 с.

2. О некоторых вопросах по определению сметной стоимости строительства объектов : постановление М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 18 нояб. 2011 г., № 51 // ЭТАЛОН. Законодательство Республики Беларусь [Электронный ресурс] / Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. Минск, 2018.

3. Об утверждении методических рекомендаций. Приказ Министерства архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 08 мая 2012г., № 144 // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] : ООО «ЮрСпектр», Нац. Центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2018.

4. Об утверждении укрупненных нормативов и Методических рекомендаций по определению сметной стоимости строительства на основе объектов-аналогов и укрупненных нормативов стоимости строительства. Приказ Министерства архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 15 мар. 2012г., № 84 // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] : ООО «ЮрСпектр», Нац. Центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2018.

5. Голубова, О.С. Ценообразование в строительстве / Голубова О.С. – Минск : БНТУ, 2014. – 191 с.

6. Данилевич, И. Н. Разработка и применение укрупненных нормативов при формировании стоимости строительства объектов / И. Н. Данилевич ; науч. рук. Л. К. Корбан // Актуальные проблемы экономики строительства: материалы 71-й студенческой научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет. – Минск : БНТУ, 2015. – С. 18 - 23.

7. Жук, И. И. Формирование производственных укрупненных нормативов стоимости строительных работ / И. И. Жук, В. В. Ляшко, О. С. Голубова // Актуальные проблемы экономики строительства : Материалы 73-й студенческой научно-технической конференции (Минск, 18–21 апреля 2017 года). – Минск : БНТУ, 2017. – С. 83–87.

8. Жук, И. И. Анализ стоимости строительных работ в сравнении с фактическими затратами организации на их выполнение / И. И. Жук, В. В. Ляшко, О. С. Голубова // Ценообразование в строительстве: материалы республиканской научно-практической конференции (Минск, 5-8 декабря 2016 года) / ред. О.С. Голубова и др. – Минск: БНТУ, 2017. – С. 113–121.

РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

УДК 696.48-67

МОДИФИКАЦИЯ БЕТОНОВ ДЛЯ ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

АЛЕКСЕЕВА А. А., ЯШИНА Т. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В транспортном строительстве при реализации сложных и ответственных строительных проектов, возрастают требования к качеству зданий, сооружений, коммуникаций, дорог, дорожных покрытий, а значит, к бетонам и к железобетонным конструкциям транспортного назначения. Это выдвигает дополнительные требования к производству и совершенствованию строительных материалов, и в первую очередь, относится к широко применяемому бетону. Наиболее часто встречающиеся искусственные сооружения – это мосты и водопропускные трубы, подпорные стены, тоннели, селеспуски, галереи, лотки и т. п. Трубы устраивают при пересечении железной дорогой небольших водотоков или суходолов. Материалами для укрепления водопропускных труб служит бетон, сборный железобетон. Возрастающая потребность в надежных инженерных сооружениях привела к массовому применению в мировой строительной практике бетонов с высокими эксплуатационными и технологическими свойствами. Появились бетоны нового поколения, отличающиеся от обычного наличием в своем составе высокоэффективных многокомпонентных добавок, способных модифицировать цементную систему.

Повышенную долговечность инженерных конструкций в сложных эксплуатационных условиях обеспечивают высококачественные бетоны, отличающиеся высокой прочностью, большой морозостойкостью, низкой водонепроницаемостью.

Все эти показатели практически нереализуемы без использования высококачественных, специально синтезированных химических модификаторов.

Исследовались композиционные строительные материалы – бетоны и растворы, модифицированные разными химическими добавками комплексного действия нового поколения с повышенным пластифицирующим эффектом, и тонкодисперсными наполнителями, а также железобетонные конструкции из них, применяемые для инженерных сооружений и зданий на транспорте. Результаты исследований показали, что улучшению строительно-технических свойств композитов способствуют лишь те добавки, которые обладают одновременно сильнопластифицирующим действием, свойством значительно ускорить твердение (что экономит средства на опалубку, на термообработку сборных ж/б изделий) и, соответственно, сроки выполнения строительно-монтажных работ; являются ингибиторами коррозии. Такие добавки в комплексе с наполнителями оптимальной дисперсности повышают долговечность и экономичность бетонов. Наилучшие результаты показали супер- и гиперпластификаторы (например, серии Хидетал – ГП-9 разных модификаций), улучшающие многократно подвижность бетонной смеси без увеличения водосодержания. Отмечалось улучшение таких свойств как прочность, морозостойкость, водонепроницаемость, что, несомненно, повышает долговечность и надежность бетона и железобетона конструкций инженерных сооружений. с гладкой поверхностью.

Применение современных модификаторов, ускоряющих твердение, позволяет существенно интенсифицировать набор прочности бетоном (50–70 % через 36–72 часа), намного раньше распалубить забетонированную конструкцию, что ускоряет проведение ремонтно-восстановительных работ и строительство инженерных сооружений в целом.

Введение наполнителей оптимальной дисперсности (кварцевых, доломитовых, бинарных и др.) по интенсивной раздельной технологии, взамен непрогидратировавших зерен цемента, в сочетании с гиперпластификаторами существенно повышает эффективность их введения [1]. Экспериментами установлено, что чем выше эффект гиперпластификации, тем более высокой степени наполнения, экономии вяжущих и удешевления конструкций можно достичь.

Применение микронаполнителей в сочетании с эффективной гиперпластификацией комплексными добавками позволяет увеличить объем экономии вяжущих до 30 % и выше что, несомненно, приводит к ощутимым эффектам в области ресурсосбережения.

Введение полимерных добавок в модифицированные бетонные, растворные, шпаклевочные составы на наполненном минеральным дисперсным наполнителем комплексном связующем (поливинилацетатцементном), придаёт высокие адгезионные свойства к разным поверхностям – металлу, дереву, стеклу, «старому» бетону, керамике, повышает износостойкость, стойкость к техническим маслам, щелочам, нефтепродуктам, с которыми контактируют элементы конструкций на транспорте Это повышает эффективность ремонтных работ на транспортных объектах [2, 3].

Весь этот комплекс мероприятий по модификации позволяет увеличить межремонтные периоды, сократить энерго- и трудозатраты, сроки производства строительных и ремонтно-восстановительных работ; способствует экономии материально-технических ресурсов в сочетании с повышением долговечности и надежности конструкций зданий и сооружений на транспорте.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соломатов В. И., Тахиров М. К., Тахер Шах Мд. Интенсивная технология бетона: Совм. изд. СССР-Бангладеш. – М.: Стройиздат, 1989. – 264 с.
2. Яшина Т. В., Соломатов В. И. Наполненные полимерцементные композиты строительного назначения. // Известия вузов. Раздел строительства: Научн. теор. журнал № 12 – М.: Стройиздат, 1991. – С. 46–50.
3. Яшина Т. В., Алексеева А. А. Улучшение строительно-технических свойств бетонов транспортных сооружений // Проблемы безопасности на транспорте: Тез. докл. VIII Международной научн.–практ. конф. – Гомель: БелГУТ, 2017. – С. 65–66.

ИССЛЕДОВАНИЯ ЗАВИСИМОСТИ ПОКАЗАТЕЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ ОТ ТИПОРАЗМЕРОВ ОБРАЗЦОВ

ДРОЗД А. А., БОНДАРОВИЧ А. И., БЕЛОУС М. Б., КУРГУН Н. О.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Методика стандартизированных испытаний при определении прочности бетона на сжатие и изгиб применительно к мелкоштучным вибропрессованным изделиям (тротуарным плитам, бортовому камню) предложена в 1999 году и введена в действие СТБ 1152-99 [1]. Общеввропейские стандарты на плиты бетонные и камни бордюрные бетонные СТБ EN 1339-2007 [2] и СТБ EN 1340-2007 [3] определение прочности бетона этих изделий устанавливают по определению прочности на растяжение при изгибе. Прошедшие годы пользования стандартом показали, что, с одной стороны, появилось однообразие в оценке прочности бетона вибропрессованных изделий на основе единой для всех методики, а с другой – выявилось ее несовершенство в части определения переходного коэффициента от испытаний специально изготовленных образцов-кубов (по ГОСТ 10180 или ГОСТ 28570) или базовых образцов и «небазовых» образцов в виде изделий или их фрагментов (для бортового камня, например).

Размеры изделий и (или) их фрагментов для определения прочности бетона на сжатие и стальных пластин для проведения испытаний должны соответствовать указанным в табл. 1.

Таблица 1

Размеры изделий			Размеры стальных пластин, мм		
Длина	Ширина	Высота	Длина	Ширина	Толщина
70–150	70–100	50–70	70	70	20
100–200	101–150	71–100	100	100	20
150–300	151–200	101–150	150	150	20

Целью настоящих исследований является выявление закономерностей влияния типоразмера испытываемых образцов бетона или изделий из него и площади (размеров) стальных пластин для испытаний на значение прочности на сжатие и разработка рекомендаций для осуществления таких испытаний. В частности, проверка положений действующего СТБ 1152-99 в части определения прочности на сжатие плит тротуарных и камней бортовых, изготовленных вибропрессованием. В соответствии с этой целью подвергли испытаниям на сжатие серии образцов, специально изготовленных с различной высотой слоя формируемого бетона (30–150 мм), а также натуральные серийно изготавливаемые предприятиями (на базе ОАО «Минскжелезобетон».

Проведены испытания бетона на прочность на сжатие в зависимости от высоты образцов (в таблице размеры указаны: $a \times b \times h$ (высота)). Их изготавливали (серии I–У1) из цементно-песчаного бетона, и пропаривали ($t \sim 80^\circ\text{C}$) по режиму: 2 + 3 + 6 + 9 ч. (остывание в пропарочной камере). Через 24 часа после распалубки образцы испытывали на сжатие, с целью получения сравнительных данных по прочности на сжатие при прочих равных условиях. Из полученных данных по специально изготовленным образцам следует однозначно выраженная зависимость прочности бетона на сжатие от их высоты при равенстве во всех случаях площади поперечного сечения, равной в анализируемых сериях образцов: $F = 100 \text{ см}^2$.

Так, если принять за 100 % относительную прочность образцов высотой базового стандартного размера, равной 15 см, то относительная прочность бетона при иной высоте образца составит: для $h = 10 \text{ см} \sim 102,5 \%$; для $h = 8 \text{ см} \sim 114 \%$; для $h = 6 \text{ см} \sim 119 \%$; для $h = 5 \text{ см} \sim 138 \%$ и для $h = 3 \text{ см} \sim 173 \%$.

Отсюда можно сделать вывод о необходимости обязательного определения переходных коэффициентов для оценки прочности бетона элементов благоустройства.

Влияние типоразмера пластин на показатель прочности бетона. Частично результаты сравнительных испытаний бетона в изделиях по [1] при различных типоразмерах пластин и прочих равных условиях приведены в табл. 2 на образцах изделиях (тротуарных плитах) указанных ранее заводов изготовителей.

Таблица 2

Влияние типоразмера пластины на показатель прочности бетона

№ серии и образ- цов- изде- лий	Вид образцов (маркировка, конфигурация, размерность)	Размер пластин/ площадь, см/см ²	Размеры об- разцов, а × b × h, см	Разруша- ющая нагрузка, кН	Прочность бетона, МПа		
					В образ- цах	Среднее значение	
1	2	3	4	5	6	7	
а) Предприятие № 1							
1	П16.11.8 МА	7x7/49	11,7×15,7×8,2	150	30,6	31,0	
					164		33,5
				11,8×15,7×8,1	158		32,2
					135	27,6	
			10x10/100	11,7×15,8×8,1	341	34,1	36,0
				11,6×15,7×8,2	380	38,0	
2	К20.8 без 1/4	7x7/49	19,7×19,8×7,5	120	24,5	30,7	
				19,8×19,7×7,5	120		24,5
				213	43,5		
		10x10/100	19,7×19,7×7,4	343,5	34,4	37,2	
			19,7×19,7×7,6	400	40,0		
3	Ф24.22.8	7x7/49	21,5×23,4×8,2	150	30,6	29,1	
				135	27,6		
			10x10/100	21,6×23,3×8	315		31,5
б) Предприятие № 2							
4	П20.10.6 МА	7x7/49	19,8×9,8×6,0	197	40,2	41,3	
					201		41,2
				19,8×9,8×6,1	235		48,0
					181		36,9
			10x10/100	19,9×9,8×5,9	354	35,4	43,1
					479	47,9	
					498	49,8	
					393	39,3	

Продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7
5	Ф20.16.8 МА	7x7/49	19,9×16,4×8,0	153	31,2	34,8
			11,5×7,9×8,0	188	38,4	
		10x10/100	19,9×16,4×8,0	362	36,2	36,2
			11,4×7,9×8,0	380	38,0	
			20,0×16,4×8,0	393	39,3	
			312	31,2		
6	Треуг. с прямоуг. основ.	7x7/49	23,8/9,9× 28,1×8,1	158	32,2	30,8
				144	29,4	
		10x10/100	23,7/10,0× 28,1×8,0	336	33,6	32,1
				325	32,5	
			23,7/9,9× 28,1×8,0	300	30,0	
		325	32,5			

Анализ полученных данных по группам изделий равной толщины (в частности, для разнообразных плит номинальной толщины слоя (высотой) бетона 8 см и 6 см) показывает общую тенденцию некоторого снижения показателя прочности бетона при использовании пластин меньшего типоразмера, в сравнении с данными для пластин 10×10 см, при равенстве высоты слоя бетона в испытываемых изделиях.

Очевидно, с уменьшением площади приложения нагрузки (при уменьшении типоразмера пластин) одновременно уменьшается длина их периметра. В результате снижается объем бетона, вовлеченного в совместную «работу» с пластинами по их кромке и подверженный «смятию-срезу», что отражается в снижении показателя прочности бетона при сжатии через пластины меньшего типоразмера. Кроме этого, с уменьшением размера пластин изменяется соотношение между площадью приложения нагрузки и высотой слоя испытываемого бетона. Так, с уменьшением площади пластины со 100 см² (10×10 см) до 49 см² (7×7 см) при равной высоте испытываемого изделия относительное соотношение «высота образца / размер (площадь) поперечного сечения зоны сжатия» возрастает. То есть, косвенно проявляется фактор роста высоты образца.

Таким образом, на основании изложенного следует признать целесообразной градацию размеров испытательных пластин в зависимости от типоразмеров и, особенно, высоты испытываемых изделий.

В данном отношении подход, отраженный в [1] (см. табл. 1 настоящего раздела), имеет физическое обоснование и целесообразен с позиций достоверного определения прочности бетона на сжатие в изделиях или по их фрагментам.

Влияние размеров образцов в плане (ширина, длина, конфигурация) на показатель прочности бетона. При оценке прочности бетона в образцах-изделиях вынужденно приходится иметь дело с образцами разнообразной конфигурации. При этом форма образцов-изделий может быть, как близкой к стандартизированным типоразмерам, так и существенно отличаться от них.

В настоящих исследованиях были выполнены испытания образцов-изделий основных типов конфигурации в плане, выпускаемых предприятиями г. Минска. Конфигурация образцов-плит в плане соответствовала прямоугольной, квадратной, треугольной, волнообразной; образцы бортового камня представлены фрагментами с размерами в плане $\sim 20 \times 100$ см (при $h = 8$ см) и 50×30 см (при $h = 15$ см); все образцы-изделия были испытаны в проектном (или превышающем проектный) возраст.

Анализ результатов испытаний свидетельствует о том, что явно выраженной зависимости показателя прочности бетона на сжатие (определенной с помощью испытательных пластин) от изменения как конфигурации образцов, так и их типоразмеров в плане не выявлено. Разброс значений прочности при ее определении с помощью пластин разной площади (типоразмера) на одинаковых образцах-изделиях подтверждает ранее установленную и приведенную в предыдущем разделе закономерность: при меньшем типоразмере пластин и равенстве других условий (включая высоту слоя испытываемого бетона) показатель прочности ниже, чем при испытании с помощью пластин большего типоразмера. Экспериментальные данные подтверждают закономерное снижение показателя прочности бетона, определенной при прочих равных условиях, с ростом высоты испытываемых образцов-изделий (или высоты слоя испытываемого (сжимаемого) бетона).

Основной вывод может быть сформулирован следующим образом: при прочих равных условиях показатель прочности бетона практически не зависит от конфигурации или типоразмера изделия в плане, а связан в основном с толщиной испытываемого слоя бетона (высотой изделия) и типоразмером испытательных пластин.

Кроме этого, может быть существенным влияние места расположения испытательных пластин: у края или по центру изделия. В последнем случае, при размере пластин меньшем размера изделий в плане, на «сжатие-срез» работает весь периметр пластин, и показатель прочности будет выше.

Испытание изделий на сжатие. Прямые испытания изделий в виде тротуарных плит различных типоразмеров (в основном – правильной геометрической формы в виде прямоугольного параллелепипеда) и фрагментов бортового камня выполнили в возрасте бетона не менее проектного (≥ 28 сут.).

Данные, полученные в результате прямого определения прочности бетона на сжатие образцов-изделий, из которых следует, что показатель прочности бетона образцов-плит и плитообразных образцов бортового камня (испытаны «плашмя», при $h = 8$ см) прямо зависит (при прочих равных условиях) от площади поперечного сечения и возрастает при снижении высоты слоя испытываемого бетона.

Разброс значений прочности бетона по образцам-плитам, изготовленным из бетона сопоставимых составов и номинальной прочности, для изделий «предприятия № 1» достиг: $(64,6-35,7) / 35,7 \times 100 \sim 80 \%$, и для таких же изделий «предприятия № 2», примерно: $(64,4 - 41,3) / 41,3 \times 100 \sim 55 \%$.

Показатель прочности бетона бортового камня, определенной сжатием фрагментов размерами $19,9 \times 12$ см в плане при высоте 8 см, составил 71,2 МПа, что на: $(71,2-39) : 39 \times 100 \sim 83 \%$, превышает номинальную контролируемую прочность класса C25/30.

Таким образом, очевидно, что прямое определение прочности бетона путем испытания образцов-изделий (даже правильной геометрической формы, соответствующей прямоугольному параллелепипеду) практически невозможно, т.к. не обеспечивает достоверной оценки фактической прочности бетона в изделии.

В этой связи подход определения прочности бетона на сжатие в изделии посредством использования испытательных пластин, через которые нагрузка передается на определенный участок бетона конструкции по некоторой установленной площади, является оправданным с позиций получения более достоверной информации о прочностных характеристиках бетона.

Следует отметить логичность градации типоразмеров испытательных пластин в привязке к стандартным типоразмерам образцов кубов по ГОСТ 10180 для определения прочности бетона на сжатие по контрольным образцам, что делает «привычными» для пользователя проведение испытаний.

Заключение. Основываясь на результатах исследований можно сформулировать следующие общие выводы.

Прямые испытания вибропрессованных изделий или их фрагментов, включая такие, которые характеризуются правильной геометрической формой (прямоугольные параллелепипеды различных типоразмеров), дают искаженные результаты по прочности бетона на сжатие. В этой связи обоснован подход СТБ 1152-99 с определением прочности бетона на сжатие с помощью специальных испытательных пластин.

Установлено, что показатель прочности бетона при испытаниях на сжатие с помощью пластин непосредственно зависит от типоразмера последних и, при прочих равных условиях, величина показателя определяемой прочности будет возрастать с увеличением размера пластин.

Выявлено, что для одного и того же типоразмера пластин показатель прочности бетона на сжатие непосредственно зависит от высоты сжимаемого слоя бетона (изделия), снижаясь с ее ростом и наоборот, возрастая с уменьшением высоты слоя бетона (изделия). Установить четкое корреляционное отражение этой закономерности в рамках данной работы не представляется возможным - необходимы соответствующие исследования.

Определено, что величина прочности, оцениваемая путем сжатия с помощью пластин некоторых объемов бетона образцов-изделий, мало зависит от конфигурации последних в плане.

Эта зависимость проявляется в связи с расположением пластин на поверхности изделий и показатель прочности может различаться, если пластины располагают, например, в углах образца-изделия (фрагмента) или по его центру. В последнем случае показатель прочности возрастает, т.к. играет роль «работа» кромки пластины: по ее периметру бетон сминается, фактически сопротивляясь в этих объемах срезу, дополняя сопротивление сжатию.

Определяющим фактором зависимости показателя прочности бетона на сжатие от конфигурации и типоразмера образцов-изделий является их высота или высота сжимаемого слоя бетона.

В этой связи, чтобы полностью исключить влияние конфигурации изделий в плане на показатель прочности бетона, определяемой с помощью пластин, следует однозначно устанавливать место их расположения (всегда одно и то же) при определении поправочного коэффициента по СТБ 1152–99 и в процессе дальнейших испытаний контролируемых изделий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Плиты бетонные и железобетонные для тротуаров и дорог. Технические условия. СТБ 1071-2007. Введ. 18.07.2007. – Минск: Госстандарт, 2007. – 15 с.
2. СТБ ЕН 1339-2007 Плиты бетонные. Требования и методы испытаний.
3. СТБ ЕН 1340-2007 Камни бортовые бетонные. Требования и методы испытаний.

УДК 624.01/.04

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СРЕДНЕЙ СКОРОСТИ КОРРОЗИИ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В КАРБОНИЗИРОВАННОМ БЕТОНЕ ДЛЯ АГРЕССИВНОЙ АТМОСФЕРНОЙ СРЕДЫ

ВАСИЛЬЕВ А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Карбонизация бетона, нейтрализуя защитный слой, создает условия для возникновения и развития коррозии стальной арматуры. В процессе ее развития происходит уменьшение поперечного сечения стальной арматуры с одновременным снижением механических характеристик, поэтому одним из важнейших вопросов является установление зависимости скорости коррозии стальной арматуры при карбонизации защитного слоя бетона от его толщины,

класса бетона по прочности и условий эксплуатации железобетонных элементов (ЖБЭ) и конструкций (ЖБК).

Существующие методики оценки карбонизации, основанные на фенолфталеиновом тесте (ФФТ), рассматривают только два состояния бетона – «здоровый», сохраняющий защитные свойства по отношению к стальной арматуре, и карбонизированный, способствующий возникновению и развитию коррозии, не позволяют оценивать скорость развития коррозии стальной арматуры по сечению карбонизированного бетона.

Так, скорость коррозии стальной арматуры в условиях открытой атмосферы в соответствии с [1]:

$$V_{corr} = V_{corr,a} \cdot \frac{N_w}{365}, \quad (1)$$

где $V_{corr,ar}$ – средняя скорость коррозии стальной арматуры, мм/год, определяемая условиями эксплуатации; в соответствии с [1] при эксплуатации на открытом воздухе $V_{corr,ar} = 0,005$ мм/год, в условиях помещений $V_{corr,ar} = 0,002$ мм/год; N_w – количество дней в году с осадками более 2,5 мм.

Предлагаемая зависимость, не учитывает такие важнейшие факторы, как класс бетона по прочности (состав бетона), толщина защитного слоя и др.

Для возможности определения скорости развития коррозии стальной арматуры в карбонизированном защитном слое бетона были использованы результаты многолетних исследований карбонизации бетона и ее влияния на изменение состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре и состояния стальной арматуры [2, 3] для различных эксплуатационных условий.

Из основных атмосферных условий, в которых эксплуатируются ЖБЭ и ЖБК (условий открытой атмосферы, общественных зданий и промышленных с неагрессивной эксплуатационной средой, сельскохозяйственных зданий), наибольшей агрессивностью по отношению к ЖБЭ (повышенной карбонизируемостью) обладают эксплуатационные условия сельскохозяйственных зданий. Агрессивность атмосферы в них для ЖБЭ и ЖБК определяется следующими основными эксплуатационными условиями: концентрация CO_2 – 0,1–1,0 %; относительная влажность – до 100 %; положительная температура в помещениях в течение всего года; наличие зон с по-

вышенным содержанием CO_2 и влажности длительные промежутки времени с учетом специфики вентиляции; постоянное длительное воздействие CO_2 и влажности в зимний период.

На основании выявленной зависимости коррозионного состояния стальной арматуры от степени карбонизации бетона в зоне ее расположения (таблица) и полученных регрессионных зависимостей изменения во времени по сечению степени карбонизации бетонов различных классов по прочности [3] был выполнен анализ времени наступления граничных значений степеней карбонизации для классов бетона по прочности $\text{C}^{12/15}$ – $\text{C}^{30/37}$ эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий.

Таблица

Взаимосвязь состояния стальной арматуры, параметров рН и СК

Категория потери защитных свойств бетона	Граничные значения показателя рН	Степень карбонизации, СК	Граничные значения показателя СК, %	Глубина коррозионного повреждения стальной арматуры, мм
0	> 11,80	0	<13	–
I	11,80–10,80	I	13–26	До 0,20
II	< 10,80–10,30	II	> 26–36	“ “ 0,50
III	< 10,30–9,80	III	> 36–47	“ “ 0,90
IV	< 9,80–9,00	IV	> 47–74	“ “ 1,50
V	< 9,00	V	> 74	> 1,50

По его результатам были построены регрессионные зависимости изменения во времени коррозионного повреждения стальной арматуры для толщин защитного слоя бетона 10, 15, 20 и 25 мм для классов бетона по прочности $\text{C}^{12/15}$ – $\text{C}^{30/37}$ условий эксплуатации сельскохозяйственных зданий.

В качестве примера на рис. 1–3 приведены в графическом виде регрессионные зависимости глубины коррозионного повреждения стальной арматуры от толщины защитного слоя бетонов классов по

прочности $C^{12/15}$, $C^{20/25}$ и $C^{30/37}$ для эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий. Регрессионные зависимости для остальных классов бетона по прочности получены аналогично.

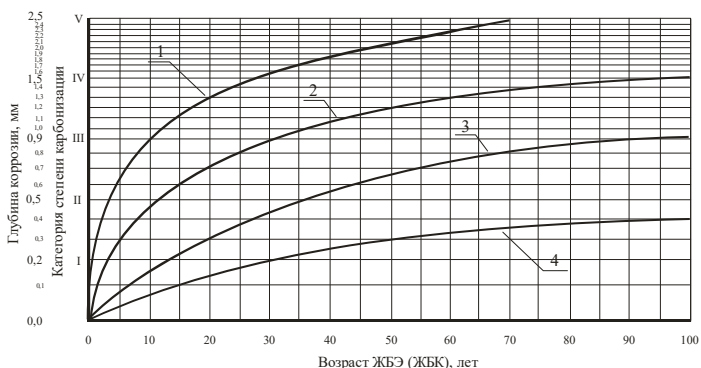


Рис. 1. Регрессионные зависимости глубины коррозионных повреждений стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона класса по прочности $C^{12/15}$ для условий сельскохозяйственных зданий:
толщина защитного слоя бетона: 1 – 10; 2 – 15; 3 – 20; 4 – 25 мм

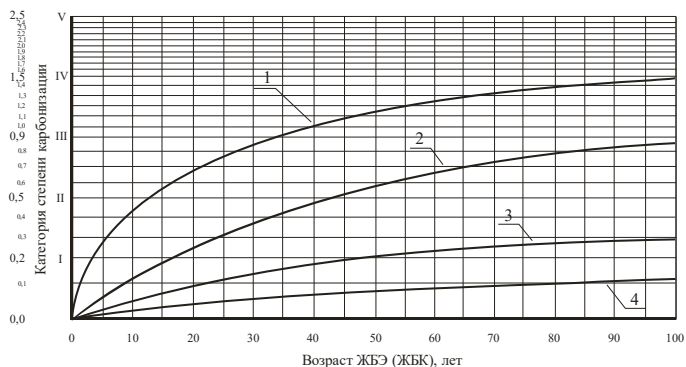


Рис. 2. Регрессионные зависимости глубины коррозионных повреждений стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона класса по прочности $C^{20/25}$ для условий сельскохозяйственных зданий:
толщина защитного слоя бетона: 1 – 10; 2 – 15; 3 – 20; 4 – 25 мм

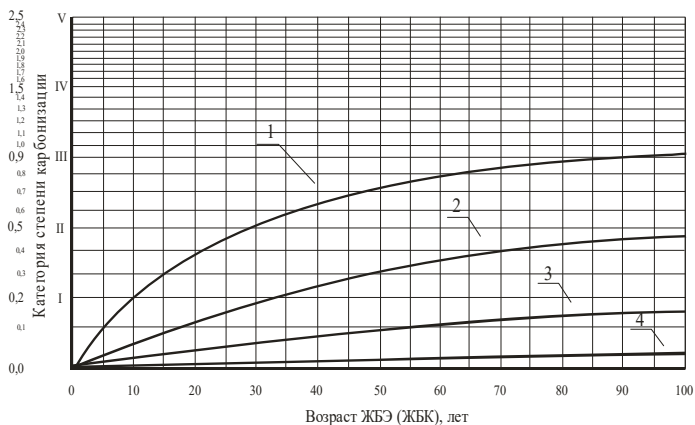


Рис. 3. Регрессионные зависимости глубины коррозионных повреждений стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона класса по прочности С30/37 для условий сельскохозяйственных зданий:
толщина защитного слоя бетона: 1 – 10; 2 – 15; 3 – 20; 4 – 25 мм

Результаты исследований показывают, что коррозионные повреждения стальной арматуры развиваются по сложной экспоненциальной зависимости и их скорость зависит от толщины защитного слоя бетона и класса бетона по прочности.

Приняв, что потеря 25 % площади поперечного сечения стальной арматуры является ее критическим повреждением [4], и коррозия развивается по всей поверхности стержня, получены значения критической глубины коррозии для различных диаметров стальной арматуры (табл. 2).

Таблица 2

Критическая глубина коррозии для различных диаметров арматуры

Диаметр стержня, мм	Критическая глубина коррозии, мм	Диаметр стержня, мм	Критическая глубина коррозии, мм
6	0,40	16	1,07
8	0,54	18	1,21
10	0,67	20	1,34
12	0,80	22	1,47
14	0,94	25	1,88

Используя полученные регрессионные зависимости коррозионных повреждений стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона, определен возраст достижения стальной арматуры (различных диаметров) критической глубины коррозии для фиксированных значений толщины защитного слоя.

По полученным результатам построены регрессионные зависимости времени критического повреждения стальной арматуры диаметров $\varnothing 6 \div 25$ мм от

толщины защитного слоя для бетонов классов по прочности $C^{12}/_{15}$, и $C^{20}/_{25}$ для эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий (рис. 4 и 5 соответственно).

Регрессионные зависимости для остальных классов бетона по прочности получены аналогично.

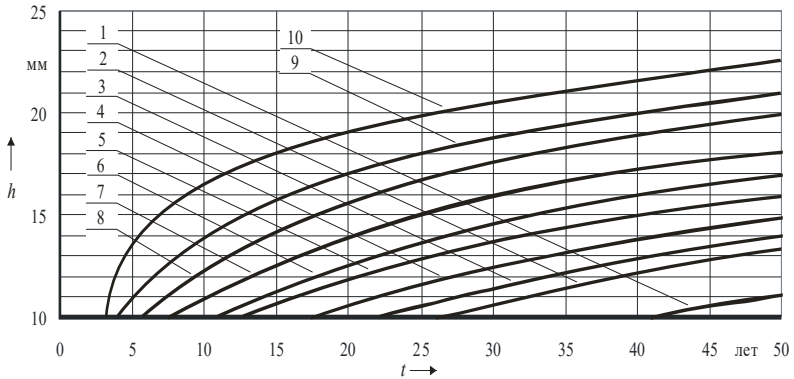


Рис. 4. Регрессионные зависимости критического коррозионного повреждения стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона класса по прочности $C^{12}/_{15}$ для условий сельскохозяйственных зданий: диаметры стальной арматуры (\varnothing): 1 – 25; 2 – 22; 3 – 20; 4 – 18; 5 – 16; 6 – 14; 7 – 12; 8 – 10; 9 – 8; 10 – 6 мм

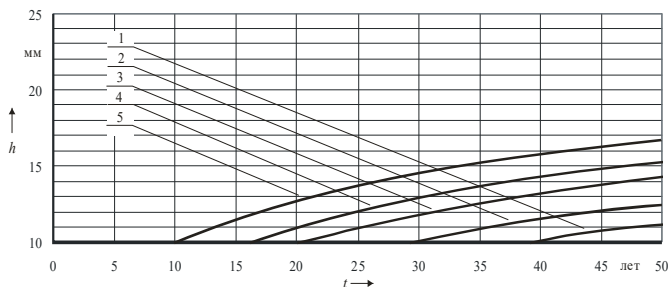


Рис. 5. Регрессионные зависимости критического коррозионного повреждения стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона класса по прочности $C^{20}/_{25}$ для условий сельскохозяйственных зданий: диаметры стальной арматуры (\varnothing): 1 – 6; 2 – 8; 3 – 10; 4 – 12; 5 – 16 мм

Полученные зависимости позволяют, задаваясь величиной критической потери диаметра (площади) стальной арматуры, прогнозировать время наступления критического повреждения стальной арматуры различных диаметров в ЖБЭ, изготовленных из бетонов классов по прочности $C^{12}/_{15}$ – $C^{30}/_{37}$, эксплуатирующихся в атмосферных условиях сельскохозяйственных зданий в зависимости от толщины защитного слоя.

Использование полученных зависимостей позволяет прогнозировать глубину коррозионного повреждения стальной арматуры во времени и оценивать среднюю скорость ее коррозии в зависимости от толщины защитного слоя бетонов различных классов по прочности. Приняв, нормативный срок эксплуатации ЖБЭ сельскохозяйственных зданий 50 лет и фактический – 25, по полученным графическим регрессионным зависимостям глубины коррозионных повреждений стальной арматуры от толщины защитного слоя определили среднюю скорость коррозии стальной арматуры для граничных толщин защитного слоя бетонов различных классов по прочности и получили регрессионные зависимости скорости коррозии стальной арматуры от толщины защитного слоя для бетонов различных классов по прочности, приведенные на рис. 6 и 7.

Они показывают, что средняя скорость коррозии стальной арматуры уменьшается по сечению бетона с поверхности вглубь по сложной экспоненциальной зависимости, причем с уменьшением толщины защитного слоя бетона (менее 20 мм) она значительно выше предлагаемой [1].

Использование предлагаемых зависимостей позволяет прогнозировать изменение средней скорости коррозионного повреждения стальной арматуры во времени в зависимости от толщины защитного слоя бетонов различных классов по прочности для условий эксплуатации сельскохозяйственных зданий.

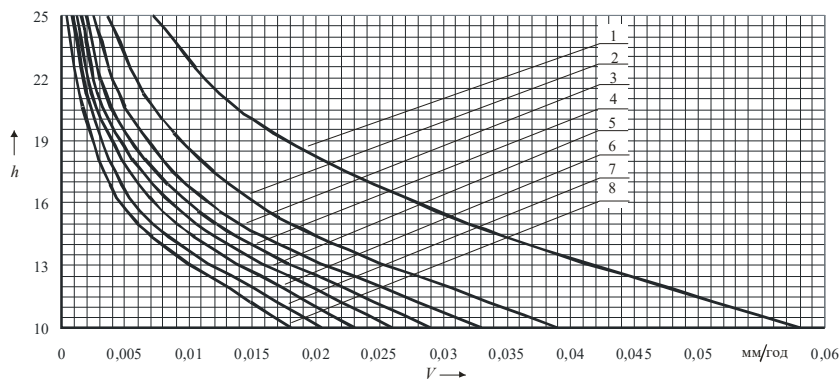


Рис. 6. Регрессионные зависимости средней скорости коррозии стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона для условий сельскохозяйственных зданий для нормативного срока эксплуатации 25 лет Классы бетона по прочности: 1 – $C^{12}/15$; 2 – $C^{16}/20$; 3 – $C^{18}/22,5$; 4 – $C^{20}/25$; 5 – $C^{22}/27,5$; 6 – $C^{25}/30$; 7 – $C^{28}/35$; 8 – $C^{30}/37$

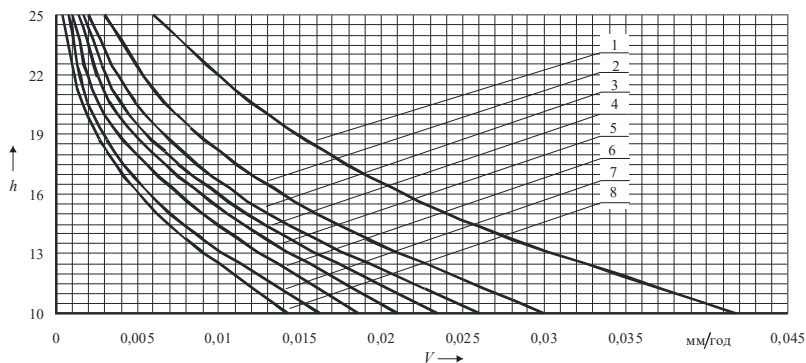


Рис. 7. Регрессионные зависимости средней скорости коррозии стальной арматуры от толщины защитного слоя бетона для условий сельскохозяйственных зданий для нормативного срока эксплуатации 50 лет Классы бетона по прочности: 1 – $C^{12}/15$; 2 – $C^{16}/20$; 3 – $C^{18}/22,5$; 4 – $C^{20}/25$; 5 – $C^{22}/27,5$; 6 – $C^{25}/30$; 7 – $C^{28}/35$; 8 – $C^{30}/37$

Помимо вышеописанных, результаты исследований и предложенный алгоритм дают возможность получить систему регрессионных зависимостей оценки абсолютной скорости развития во времени коррозии стальной арматуры для различных классов бетона по прочности (в зависимости от количества использованного цемента) эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий.

Кроме того, задавшись величиной критического уменьшения площади поперечного сечения стальной арматуры (различных диаметров), прогнозировать время наступления ее критического повреждения для разных классов бетона по прочности (в зависимости от количества использованного цемента) эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. DuraCrete 7: General guidelines for durability design and redesign. The European Union – Brite EuRam III, Project No. BE95-1347, Probabilistic Performance-based Durability Design of Concrete Structures, Report No. T7-01-1, 1999.

2. Васильев, А. А. Совершенствование оценки и прогнозирования технического состояния железобетонных элементов и конструкций, эксплуатирующихся в различных атмосферных условиях / А. А. Васильев // Проблемы современного бетона и железобетона. Сборник научных трудов. Вып. 9. – Минск, 2017. – С. 148–167.

3. Васильев, А. А., Оценка и прогнозирование степени карбонизации бетона / А.А. Васильев // Инновационное развитие: потенциал науки и современного образования: монография / Под общ. ред. Г.Ю. Гуляева – Пенза: МЦНС «Наука и просвещение – 2018. – С. 148–158.

4. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). – Введ. 2008-21-29 – Минск, 2009. – 39 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ БИТУМНО-ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ

ГАЛУЗО О.Г., РОМАНОВ Д.В., ВЕРШЕНЯ Е.Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Долговечность кровельных материалов, предназначенных обеспечивать изоляцию кровель зданий и сооружений от воздействия атмосферных осадков, зависит в основном от вида и качества используемых для их изготовления материалов.

В условиях эксплуатации кровельные материалы подвергаются периодическому увлажнению и высушиванию, воздействию прямого солнечного излучения, особенно опасного действием на него ультрафиолетовой составляющей. Нагревание и замораживание поверхности материала, действие снеговых и ветровых нагрузок снижает срок службы кровли. Следовательно, кровельные материалы должны быть атмосферостойкими, светостойкими, водостойкими, морозостойкими и достаточно прочными [1].

До недавнего времени основным видом мягких кровельных материалов являлись рулонные битумные материалы на бумажной основе – рубероиды. Обычно эти материалы применялись на крышах с малым уклоном. Недостатком рубероида является его небольшая долговечность (5–7 лет), которая обусловлена низкой прочностью и малой биостойкостью картонной основы, невысокой теплостойкостью и быстрым старением покровного слоя битумного вяжущего. При этом материал становится жестким и кровельный ковер при климатических воздействиях и деформациях растрескивается [1].

Многолетний опыт применения рулонных кровельных материалов в Швеции, Финляндии, Японии и Германии показал, что наиболее долговечными являются полимерные битумные материалы, модифицированные СБС (стирол-бутадиен-стирол) - искусственные каучуки, относящиеся к термоэластопластам. Материалы СБС имеют большую долговечность, что объясняется механическим и химическим

взаимодействием молекул каучука и битума, а также хорошей адгезией к основанию [2]. К современным битумно-полимерным кровельным материалам относятся «Ондулин», «Ондувилла», «Ондура», «Кровляэласт» и «Биполикрин», которые широко используются в Республике Беларусь.

Целью работы являлось определение долговечности по изменению эксплуатационных характеристик новых битумно-полимерных кровельных материалов при воздействии искусственных климатических факторов, имитирующих гидрометеорологические условия Республики Беларусь.

Для оценки долговечности (атмосферостойкости) определяли изменение следующих физико-технических характеристик:

- водопоглощение по массе;
- разрывную силу при растяжении;
- относительное удлинение при разрыве.

Сущность методики испытаний по определению долговечности кровельных материалов заключается в экспериментальном определении изменения численных значений указанных характеристик после воздействия искусственных климатических факторов, соответствующих условным годам эксплуатации, и сопоставлении этих показателей с аналогичными характеристиками, не подверженных испытаниям в климатической камере.

Разрывную силу при растяжении и относительное удлинение определяли на образцах длиной 220 мм и шириной 50 мм (ГОСТ 2678). Водопоглощение определяли на образцах размерами 100×100 мм. Одному условному году эксплуатации кровельного материала в условиях Беларуси соответствовал следующий режим испытаний:

- водонасыщение при температуре воды (20 ± 2) °С в течение 24 часов с последующей выдержкой в течение 10 мин на воздухе для стекания воды при температуре (20 ± 2) °С;
- замораживание при температуре минус (35 ± 2) °С в течение 72 часов;
- проведение 25 переходов через ноль градусов по Цельсию по температурному режиму одного перехода: 1 час выдержки при температуре 10 °С и один час – при температуре минус 10 °С;
- облучение образцов в аппарате искусственной погоды лампой мощностью 6кВт в течение 78 часов при температуре черной

панели (50–56) °С с периодическим дождеванием образцов в течение 3 часов через каждые 21 час.

Оценку результатов испытаний на долговечность проводили по изменению численных значений разрывной силы при растяжении, относительному удлинению при разрыве и водопоглощению после испытаний, соответствующих 5, 10, 20, 25, 30 условным годам эксплуатации.

За критерий долговечности принимали снижение прочности при растяжении и относительного удлинения при разрыве не более 25%, увеличение водопоглощения по массе не более 10%.

Испытания на долговечность проводили на 2-х видах листовых и 2-х видах рулонных кровельных материалов: «Ондулин», «Ондувилла» и «Биполикрин», «Кровляэласт».

Что представляют собой испытанные листовые и битумные кровельные материалы и область их применения?

«Ондулин» относится к листовым кровельным материалам и представляет собой гибкие волнистые листы, отформованные из целлюлозных волокон и пропитанные битумом при высоком давлении и высокой температуре. С лицевой стороны листы покрыты защитно-декоративным красочным слоем различных цветов. Этот материал иногда называют «Еврошифер». «Ондулин» – легкий материал. Один лист размерами 950×2000 мм весит 6,0 кг, что в 6–6,5 раз легче аналогичного асбестоцементного волнистого листа. Листы «Ондулин» не бьются и не трескаются при падении и от удара, без значительных усилий гнутся руками. Учитывая особую эластичность материала, его можно использовать на криволинейных кровлях с радиусом кривизны от 5 м. «Ондулин» легко режется ножовкой по дереву, не гниет и не корродирует, стойкий, выдерживает ураганный ветер 190 км/ч. Крепление осуществляется специальными гвоздями с пластмассовыми шляпками. Листы изготавливаются 6 цветов (черный, коричневый, зеленый, красный, серебристый, алюминиевый, серый сланец). Листы «Ондулин» как эффективный и относительно недорогой кровельный материал широко применяется при строительстве частных домов, в котором его термо- и звукоизоляционные качества с учетом экономичности и простоты монтажа сделали данный материал достаточно популярным.

Битумная черепица «Ондувилла». При изготовлении черепицы «Ондувилла» используется следующее сырье: битум, целлюлозные волокна, минеральные наполнители и пигменты.

«Ондувилла» представляет собой небольшие элементы кровли, сравнимые по размеру с черепицей. Они сочетают в себе эстетический внешний вид, легкость листов и чрезвычайную простоту монтажа. По составу листы «Ондувилла» такие же, как «Ондулин», выполненные по технологии «HR» («Высокая прочность»). Обладая малым весом (всего $4,12 \text{ кг/м}^2$) этот вид черепицы позволяет существенно снизить нагрузку на обрешетку и упростить монтаж кровли.

Каждый лист «Ондувилла» является неповторимым благодаря системе трех тонов, при которой три оттенка красного цвета смешиваются случайным образом. Именно таким образом достигается эффект мозаики, который придает кровле красивый естественный вид.

Изделия являются водонепроницаемыми, так как через 3 суток на обратной стороне листов при давлении $0,001 \text{ МПа}$, что соответствует 100 мм слоя воды, вода не появляется. Листы прочные на изгиб. При поперечном изгибе при нормативной равномерно-распределенной снеговой нагрузке 120 кгс/м^2 при пролете 300 мм признаки разрушения и трещины отсутствуют.

«Биполикрин» получают путем нанесения битумно-полимерного вяжущего (СБС) на стеклоткань или полиэфирную основу. «Биполикрин», предназначенный для снижения слоев кровельного ковра и гидроизоляции, имеет покрытие с мелкозернистой посыпкой или полиэтиленовой пленкой. «Биполикрин» используемый для верхних слоев кровли, имеет крупнозернистую посыпку с лицевой стороны и полиэтиленовую пленку или мелкозернистую посыпку с другой стороны. Вдоль всего полотна с лицевой поверхности имеется непосыпанная кромка шириной $(85 \pm 15 \text{ мм})$.

«Биполикрин» применяется во всех климатических районах при устройстве: кровель различных конфигураций, фундаментов, подземных структур (гаражи, туннели, галереи), бассейнов, каналов и т. д. Производство «Биполикрин» в г. Осиповичи Республики Беларусь.

«Кровляэласт» получают путем нанесения битумно-полимерного вяжущего (СБС) на стеклоткань или полиэфирную основу. «Кровляэласт», предназначенный для снижения слоев кровельного ковра и гидроизоляции, имеет покрытие с мелкозернистой

посыпкой или полиэтиленовой пленкой. «Кровляэласт», используемый для верхних слоев кровли, имеет крупнозернистую посыпку с лицевой стороны и полиэтиленовую пленку или мелкозернистую посыпку с другой стороны. Вдоль всего полотна с лицевой поверхности имеется непосыпанная кромка шириной (85±15 мм). «Кровляэласт» предназначен для устройства верхних и нижних слоев кровельного ковра зданий и сооружений различного назначения, гидроизоляции подземных и надземных сооружений, в транспортном, дорожном, мостовом гидротехническом строительстве. Производство «Кровляэласт» в г. Осиповичи Республики Беларусь.

Результаты испытаний на долговечность по изменению прочности при растяжении, относительного удлинения при разрыве, водопоглощения по массе испытанных образцов после 5–30 условных лет климатических воздействий по сравнению с контрольными образцами (не подверженных испытаниям) приведены на рис. 1, 2, 3.

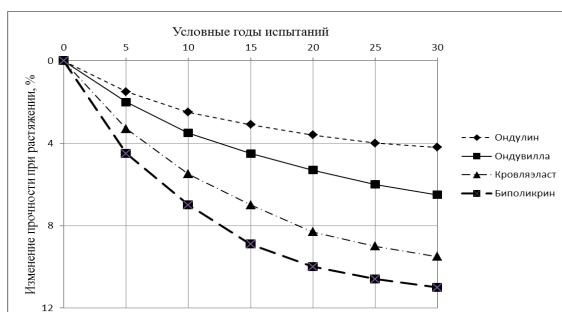


Рис. 1. Изменение прочности при растяжении

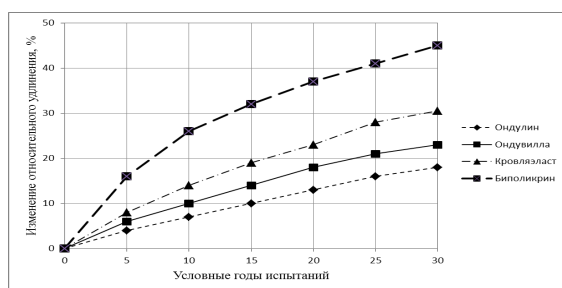


Рис. 2. изменение относительного удлинения при разрыве

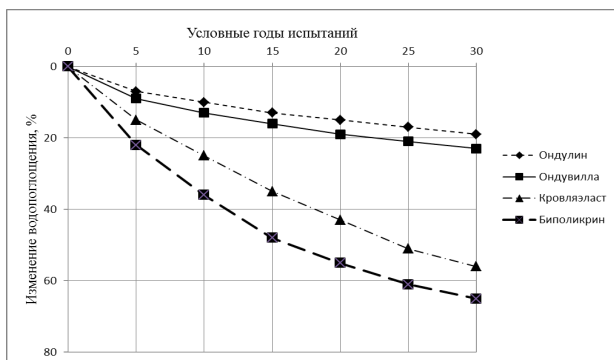


Рис. 3. изменение водопоглощения по массе

Анализ результатов испытаний, приведенных на рис. 1, показывает, что по прочностному показателю при растяжении для материалов «Биполикрин» и «Кровляэласт» при климатических воздействиях с увеличением количества циклов, соответствующих 30 условным годам эксплуатации, отмечается незначительное снижение прочности при растяжении до (3–4) % и большее уменьшение до (10–11) % этого показателя по отношению к контрольным образцам для материалов «Ондулин» и «Ондувилла». Меньшее снижение прочности для первых двух материалов, очевидно, объясняется за счет более прочной основы – стеклоткани. Характерно, что при уменьшении разрывной силы после климатических воздействий наблюдается не снижение, а увеличение относительного удлинения для материалов «Биполикрин» и «Кровляэласт» до (38–47) % и для «Ондулина» и «Ондувиллы» соответственно до (17–23) %.

Указанные изменения в прочностных и деформативных показателях испытанных на долговечность кровельных материалов объясняются, очевидно, наличием основы кровельных материалов - стеклоткани «Ратл» для первых двух материалов. Водопоглощение кровельных материалов после испытаний не возрастает, а уменьшается. После 30 условных лет испытаний этот показатель уменьшился на (58–69) % для «Кровляэласт», «Биполикрин» и (18–24) % для «Ондулина» и «Ондувиллы».

Таким образом, проведенные испытания кровельных битумно-полимерных материалов показали, что по проверенным показателям (прочности при растяжении, относительному удлинению при разрыве,

водопоглощению по массе) соответствуют долговечности (атмосферостойкости) не менее 30-ти условным годам эксплуатации в климатических условия Республики Беларусь.

Уменьшение водопоглощения битумно-полимерных кровельных материалов при испытаниях на долговечность является следствием уплотнения структуры кровельного материала за счет химического взаимодействия молекул битума и каучука при ультрафиолетовом облучении во время испытаний на долговечность. Исследования на долговечность и критерии ее оценки, а также проведенные в НИИЛ БиСМ БНТУ испытания ряда кровельных материалов позволили оценить их долговечность при ускоренных испытаниях под воздействием искусственных климатических факторов, имитирующих гидрометеорологические условия Республики Беларусь и определить срок службы в условных годах эксплуатации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попов К.Н. Современные кровельные материалы / Попов К.Н., Кадко М.Б. // Строительные материалы. – 1999. № 12.
2. Р. Костицин. Кровельные материалы из России. Строительный рынок. –2000. – № 3
3. Галузо О.Г. Эффективные битумные листовые кровельные материалы экон ом-класса/ О.Г. Галузо, Е.Г. Вершеня, А.В. Вершеня// Главный инженер в строительстве №3(39), 2016 – С.11–17.

УДК 666.97; 693.54

ОСНОВЫ ЭФФЕКТИВНОСТИ УЛЬТРАДИСПЕРСНОГО МИКРОКРЕМНЕЗЕМА В ЦЕМЕНТНОМ БЕТОНЕ

ГУРИНЕНКО Н. С., БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Технология высокопрочного, особо плотного, повышенной долговечности бетона предполагает использование дополнительных компонентов и, в частности, микрокремнезема в активной (аморфной) форме в количестве (5–30)% от массы цемента [1, 2].

Традиционный микрокремнезем поставляется и используется в уплотненном состоянии (МК) с насыпной плотностью 150–200 кг/м³, в уплотненном состоянии (МКУ) с насыпной плотностью порядка 500–600 кг/м³ и в виде пасты – водной суспензии концентрацией (50–60) % [3–6]. Введение микрокремнезема в сухом состоянии требует дополнительного оборудования БСУ и с суспензиями тоже есть свои проблемы: осаждение и расслоение при длительном хранении, замерзание при отрицательных температурах и др. Те же проблемы сопутствуют использованию композиционного материала – «Модификатор бетона марки МБ-01» и его разновидностей, компонентом которых является микрокремнезем. Данный продукт представляет собой порошок насыпной плотностью 750–800 кг/м³, состоящий из гранул размером до 100 мкм [7]. Каждая гранула представляет собой агрегат из дисперсных частиц микрокремнезема, покрытых затвердевшей адсорбционной «пленкой» из суперпластификатора (С-3) и регулятора твердения. Вводится в бетон в количестве (8–15) % от массы цемента.

В последние годы развиваются исследования, направленные на использование в цементном бетоне нанокремнезема, который используют в виде коллоида с концентрацией SiO₂ от 20 % до (40–50) %, не допуская агломерации частиц, – так называемых кремнезолей.

Предварительная оценка авторами эффективности кремнезоля различной концентрации и ряда разновидностей ультрадисперсного микрокремнезема (УДМК) в цементном камне позволила выделить материал, эксперименты с которым положены в основу данной статьи. Кроме выявленной эффективности УДМК, выраженной в росте прочности цементного камня и бетона, достоинством является возможность его введения с водой затворения в виде устойчивой суспензии, т.к. оптимальная его дозировка (показано и в настоящей статье) составляет 1 % от МЦ. Это существенно упрощает технологию приготовления бетона с введением в его состав как индивидуально добавки УДМК, так и комплексных добавок, содержащих УДМК.

Характеристики материалов для исследований. В качестве вяжущего вещества в исследованиях использован портландцемент марки ПЦ 500 – по ГОСТ 10178, соответствующий классу СЕМ I 42,5 N по СТБ ЕН 197-1 (примерный минералогический состав:

$C_3S \sim 58,4\%$, $C_3A \sim 5,57\%$, $C_2S \sim 18,9\%$, $C_4AF \sim 13,3\%$; $K_{нт} = 0,25$, со сроками схватывания: начало – 2ч 10 мин, конец – 3 ч 50 мин.

Вода для затворения и последующего твердения бетона соответствующий требованиям СТБ 1114–98 и ГОСТ 23732–2011.

Сульфат натрия (Na_2SO_4 ; СН) кристаллизационный, по ГОСТ 21458-75.

Сульфат алюминия ($Al_2(SO_4)_3$; СА) по ГОСТ 12966–85.

«Стахемент 2000» – добавка I группы согласно СТБ 1112-98 (суперпластификатор с повышенным водоредуцирующим эффектом). В тексте обозначена «Ст».

Микрокремнезем – в соответствии с требованиями СТБ EN 197-1-2007 с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; потери при прокаливании не более 4,0 %; удельная поверхность (по методу БЭТ) $\sim 15,0 \text{ м}^2/\text{г}$ (при использовании приборов типа «ПСХ» $S_{уд}^{МК} \sim 3,0 \text{ м}^2/\text{г}$).

Ультрадисперсный микрокремнезем, соответствующий ТУ 2168-002-14344269-09 «Ковелос» (диоксид кремния осажденный) с характеристиками, приведенными в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики ультрадисперсного микрокремнезема (УДМК)

Показатель	Фактически
Внешний вид и цвет	Белый рыхлый порошок
Запах	Не выражен
Массовая доля диоксида кремния (в сухом остатке), %	98
Массовая доля воды, %	6
Массовая доля растворимого Fe, %	0,1
Массовая доля сульфатов, %	1,8
Площадь удельной поверхности, $\text{м}^2/\text{г}$	350
pH (5%-ная водная суспензия)	6,1
Насыпная плотность при 20°C, г/л	55

Пуццолановая активность исходных материалов определялась по методике, приведенной в источнике [13]. Результаты измерений приведены на рис. 1., из которого следует, что наибольшей пуццолановой активностью обладает УДМК, а наименьшей – каменная мука.

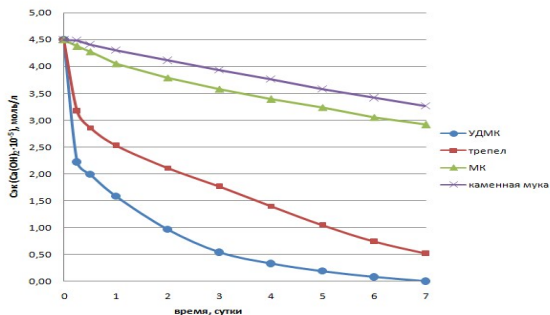


Рис. 1. Пуццолановая активность

Результаты экспериментальных исследований. Результатами ранее выполненных исследований [14, 15] был выявлен рост прочности тяжелого бетона с добавкой УДМК и с комплексной добавкой, дополнительно включающей ускоритель твердения (Na_2SO_4) и уплотняющую структуру цементного камня и бетона добавку – $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$. С учетом этого следовало установить причинно-следственную связь данного явления с действием вещества этих добавок на процесс гидратации цемента. Кроме того, связывание $\text{Ca}(\text{OH})_2$ аморфным кремнеземом может снизить защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре, что недопустимо для железобетонных конструкций. С целью ответов на эти вопросы были осуществлены соответствующие экспериментальные исследования.

Определения рН водной вытяжки цементного камня. Пробы цементного камня готовили в соответствии с СТБ 1168-99 п. 6.15.2. В мерные колбы вместимостью 50 мл засыпали 1г проб, заливали дистиллированной водой (20мл) и закрывали резиновыми пробками. Перед каждым измерением рН полученный раствор перемешивали. Измерения производили на портативном рН-метре HI83141.

Исследуемое вещество (УДМК) в целом не критически снижает рН-фактор и, соответственно, при использовании УДМК в железобетоне не потребуются дополнительной защиты арматуры.

Кинетика тепловыделения цементного теста. В исследованиях использовали методику, описанную в источниках [16, 17]. Готовили цементное тесто нормальной густоты, которое укладывали (400 г) в пластмассовые стаканчики (диаметром 70 мм и высотой 80 мм) и уплотняли постукиванием.

На поверхность теста устанавливали запрограммированные датчики температуры DS 1921, стаканчики закрывали крышками и помещали в гнезда термокассеты, выполненной из экструдированного пенопласта. Изменение температуры фиксировали в течении суток (рис. 2).

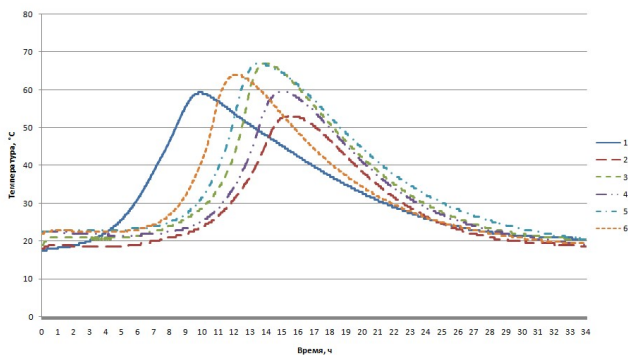


Рис. 2. Кинетика изменения температуры цементного теста, где 1- "Без добавок", 2- 0,5%Ст, 3-0,5%Ст+ 10%МК, 4-0,5%Ст+1%УДМК, 5-0,5%Ст+1,5%УДМК, 6- 0,5%Ст+1%УДМК+ 0,5%СН+ 0,25%СА

Из результатов эксперимента следует, что введение комплексных добавок, которые содержат пластификатор (особенно - только пластификатор, график № 2) сдерживает гидратационный процесс. Это отражается в «запаздывании» эффекта тепловыделения в сравнении с графиком № 1 (цемент без добавок). Однако с течением времени проявляется эффект ускорения гидратации цемента под влиянием микрокремнезема (МК) и УДМК (№ 3и № 5), а также при совокупном действии УДМК и добавок « $\text{Na}_2\text{SO}_4 + \text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ » (№ 6).

Степень гидратации вяжущего определили по количеству химически связанной воды из зависимости: $\alpha = w_{\text{xc}} / w_0 \cdot 100, \%$, где w_0 – количество воды, которое связывается при полной гидратации вяжущего и которое принято равным 22,7 % или приблизительно 23 % от массы вяжущего [18]. В табл. 2 приведены результаты испытаний проб образцов (в возрасте 28 суток) цементного камня «без добавок» и содержащего исследуемые добавки. Очевидно влияние последних, отражающееся ростом количества «ХСВ» и степени гидратации вяжущего.

Таблица 2

Результаты определения степени гидратации цемента

Номер и состав пробы	m_{105}	$m_{\text{прок}} (4 \text{ часа} - 700^{\circ}\text{C})$	w_{xc}	w_0	$\alpha, \%$
1. Без добавки	7,71	6,9	0,1174	0,227	51,71
2. 0,5%Ст	6,22	5,55	0,1207		53,18
3. 0,5%Ст +10%МК	6,22	5,43	0,1455		64,09
4. 0,5%Ст +1%УДМК	8,22	7,15	0,1490		65,62
5. 0,5%Ст +1,5%УДМК	8,72	7,53	0,1580		69,62
6. 0,5%Ст +1%УДМК+ 0,5%СН+0,25%СА	8,75	7,53	0,1620		71,37

Детермический анализ. Возможные фазово-структурные изменения затвердевшего цементного камня исследовали в сравнительном варианте: испытывали пробы на «чистом» цементе, сопоставляя с данными проб, содержащих добавки (по табл. 3).

Исследования термического воздействия на пробы материала осуществили с помощью прибора – термогравиметрического анализатора TGA/DSC1-1/1600 HF (METTLER TOLEDO) 6.

Под воздействием постоянно возрастающей температуры начинает проявляться сущность химического строения испытываемого вещества в виде развития химических реакций и физических превращений, происходящих под влиянием тепла в составляющих испытываемый материал химических соединениях, или, в случае многокомпонентных систем – между отдельными соединениями. Термические процессы, будь это химические реакции, изменение состояния или превращение фазы, сопровождаются всегда более или менее значительным изменением внутреннего теплосодержания системы. Превращение влечет за собой поглощение тепла (эндотермическое превращение) или выделение тепла (экзотермическое превращение). Такие теплоэффекты обнаруживаются и фиксируются методом дифференциального-термического анализа в виде графика «ДТА» на дериватограмме. В частности, для нашего случая – это эндокринные эффекты снижения температуры (и, одновременно, снижение массы проб – график «ТГ») из-за испарения воды

в диапазонах температур: « $\geq 110^{\circ}\text{C}$ » (удаляется «структурированная» адсорбционно связанная микропорами жидкость); « $\geq 380^{\circ}\text{C}$ » (температурная область разложения $\text{Ca}(\text{OH})_2$) и « $\geq 650^{\circ}\text{C}$ » – разложение кристаллогидратных новообразований, основных «носителей» прочности цементного камня.

Из анализа приведенных данных следует, что введение аморфного кремнезема SiO_2 существенно снижает количество разлагающегося под действием температуры $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и возрастает количество кристаллогидратных новообразований. Эти данные согласуются с результатами определения количества химически связанной воды цементом аналогичных проб и теоретическими воззрениями на роль аморфного кремнезема в процессах взаимодействия клинкерного цемента с водой.

Кинетика твердения и прочность цементного камня с добавками. В таблице 5 приведены данные, полученные на сериях из 6 образцов, размером $20*20*20$ мм, изготовленных из цементного теста нормальной густоты с уплотнением на встряхивающем столике (25 раз) при хранении их в нормально-влажностных условиях.

Таблица 3

Прочность на сжатие образцов цементного камня в зависимости от сочетания введенных добавок

Номер состава, вид добавки и количество в % от МЦ	В/Ц	<i>f_{ст.цк}</i> , МПа	<i>f_{ст.цк}</i> , МПа	<i>f_{ст.цк}</i> ,	
		1 сутки	3 сутки	МПа	%*
				28 суток	
1. Без добавки	0,255	34,2	59,3	71,7	100
2. 0,5%Ст	0,19	37,0	67,1	77,6	108
3. 0,5%Ст +10%МК	0,21	34,2	70,7	87,5	122
4. 0,5%Ст +1%УДМК	0,20	43,5	74,9	88,5	123
5. 0,5%Ст +1,5%УДМК	0,21	41,5	72,8	86,9	121
6. 0,5%Ст +1,0%УДМК+0,5%СН+0,25%СА	0,20	44,6	78,3	91,1	127

* в % – ах от прочности образцов "без добавок" в возрасте 28 суток

Из полученных данных очевидна роль снижения начального водосодержания (№ 1 и № 2) и эффективность введения в состав аморфного SiO_2 в виде как «МК», так и «УДМК». Здесь (и в других экспериментах) подтверждено, что оптимальное количество ультрадисперсного микрокремнезема соответствует 1 % от массы цемента.

Очевиден более высокий прирост прочности цементного камня с комплексной добавкой (состав № 6), базирующихся на многоплановом воздействии входящих в нее веществ на гидратационный процесс и формирование структуры цементного камня и цементного бетона.

Заключение. На основании приведенных и других, не отраженных в материале настоящей статьи данных, можно сделать следующие выводы.

Более высокая степень дисперсности УДМК по сравнению с традиционным микрокремнеземом обеспечивает практически равную (по приросту прочности) эффективность в цементном камне (и бетоне) при дозировке на порядок меньше (то есть, в 1,0 % от массы цемента вместо 10 % традиционного микрокремнезема) за счет возрастающей пуццолановой активности этого материала.

Снижение рН-фактора с введением УДМК в цементном бетоне на 0,1–0,2 единицы (с 12,70 до 12,50 за 20 и более суток твердения) не является критическим с позиции защиты стальной арматуры от внешней агрессии. Особенно с учетом того обстоятельства, что одновременно возрастает прочность, плотность и непроницаемость бетона.

Возрастающее в присутствии аморфного SiO_2 тепловыделение гидратирующегося цемента и степень гидратации вяжущего согласуется с выводом о росте плотности и непроницаемости цементного бетона с проверенными добавками и, в особенной мере, с многофункциональной, комплексной, содержащей УДМК в сочетании с ускоряющей (Na_2SO_4) твердение и уплотняющей структуру ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) цементного камня и бетона.

Данные дериватографического (и не приведенные в статье рентгенофазового) анализа подтверждают снижение количества $\text{Ca}(\text{OH})_2$ под влиянием аморфного SiO_2 в продуктах гидратации цемента при одновременном росте содержания кристаллогидратов силикатной группы. При этом для проб с многофункциональной добавкой (кроме отмеченного) характерно увеличение количества эттрингитоподобных соединений, что в совокупности обеспечивает более высокую эффективность данной добавки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский, Э.И. Особенности технологии бетона прочностью 100-150 МПа с углеродными наноматериалами / Э.И. Батяновский, В.Д. Якимович, П.В. Рябчиков // Строительная наука и техника. – 2012. – № 2. – С. 59–67
2. Батяновский, Э.И. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая нанокремнеземные добавки / Э.И. Батяновский, В.Д. Якимович, П.В. Рябчиков // Сборник научных трудов «Проблемы современного бетона и железобетона». Выпуск 3: в 2 т. – Минск, РУП «БелНИИС», 2011 Т. 2. – С. 53–68.
3. Holland T.C. Working with Silica Fume in Ready-Mixed Concrete - USA Experience. CANMET/ACI Third International Conference. Trondheim, Norway, 1989, Proceedings, V.2, p.p. 763-781.
4. Radjy F.F., Bogen T., Sellevold E.J., Loeland K.E. A Review of Experiences with Condensed Silica-Fume Concretes and Products. CANMET/ACI Second International Conference. Madrid, Spain, 1986, Proceedings, V.2, p.p.1135-1152.
5. Method of Producing Stabilized aqueous dispersions of Silica Fume. US Patent ¹ 4321243 C04B, 33/141.

УДК 666.97; 693.54

ТЕОРЕТИКО-ПРАКТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПОВЫШЕНИЯ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ЦЕМЕНТНОГО БЕТОНА

КОРСУН А. М., БАТЯНОВСКИЙ Э. И

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Теоретические аспекты морозной деструкции бетона. Морозостойкость – один из основных показателей, по которому оценивают ожидаемую долговечность бетонных и железобетонных изделий и конструкций. В особой мере это относится к наружным ограждающим здания и сооружения конструкциям, эксплуатируемым в условиях попеременного замораживания – оттаивания, увлажнения – высушивания. Наиболее «жесткие» условия эксплуатации при этом

создаются, если в жидкости присутствуют соли, способствующие ускорению процесса деструкции бетона. В современном строительстве автомобильных дорог Беларуси все более широко применяют цементный бетон. Эксплуатационная надежность и долговечность покрытий из него непосредственно зависит от морозостойкости материала, которую в наибольшей мере связывают с расширением замерзающей в порах «свободной» воды, возникающем при этом давлении на стенки пор с постепенной деструкцией бетона. С целью повышения морозостойкости на основании гипотезы Т. Пауэрса «об интервале пор» [1, 2] в бетоне создают искусственную замкнутую пористость (добавками СНВ, СДО, кремнийорганических жидкостей и современных «поризаторов», которые фактически получают на основе этих веществ).

Действительно, такие добавки за счет эффекта замкнутой (компрессионной) пористости, эффекта пересекания (уменьшения длины) капилляров, а соответственно – уменьшения капиллярного подсоса и способности бетона сорбировать жидкость, а также за счет гидрофобизации стенок пор и капилляров в бетоне веществом этих добавок способны на 2-3 марки повысить морозостойкость бетона с относительно высокой степенью пористости, особенно низких классов по прочности.

Так, обобщение разнообразных гипотез, включая основы теории миграции влаги в пористых телах, позволяет констатировать, что механизм постепенного разрушения структуры бетона, подвергаемого попеременному замораживанию и оттаиванию в насыщенном водой состоянии, представляет собой комплексное сочетание деструктивных факторов, включая: давление льда при кристаллизации свободной воды; гидродинамические воздействия при ее перемещении (миграции) под влиянием градиента тепла и влагосодержания (термовлагопроводности); гидростатическое давление защемленной в тупиковых порах и дефектах структуры жидкости; напряжения, возникающие от разницы температурных деформаций составляющих бетона и цементного камня (т. е. на макро- и микроуровне, в зонах контакта как цементного камня с заполнителями, так и между кристаллогидратными новообразованиями в цементном камне); усталостные (постепенно увеличивающиеся) дефекты структуры от многократно повторяющихся знакопеременных деформаций; понижение со временем концентрации растворенных

в «поровой» жидкости продуктов гидролиза цемента, как за счет образования нерастворимых в воде кристаллогидратов (отражение продолжающейся реакции цемента с водой), так и из-за «подсоса» жидкости развивающимися дефектами структуры в период оттаивания образцов. что увеличивает содержание свободной воды в объеме бетона, и др.

В случае использования хлористых солей-антиобледенителей (как это имеет место при эксплуатации дорожных покрытий и мостостроительных конструкций) или испытательных солевых растворов (в процессе испытаний бетона на морозостойкость в 5%-ом растворе NaCl) действие означенных факторов на бетон дополняется [14–21] следующим. Во-первых, кристаллизационным давлением накопившейся соли, образовавшейся в результате перенасыщения ее раствора в малых по объемам дефектах структуры цементного камня, а также в зонах его контакта с заполнителями в бетоне и в порах (трещинах) зерен заполнителя. При этом механизм образования и увеличения дефектов структуры может проявиться как за счет роста кристаллов соли, так и за счет возникновения трещин при «обжати» последних прослойками (оболочками) цементного камня при «отрицательных» деформациях в период охлаждения бетона. Возникающие в обоих случаях растягивающие усилия в цементном камне, вызывают появление в нем трещин. Во-вторых, усилением процесса миграции жидкой фазы и ростом влагоемкости бетона. Соответственно под нагрузкой в нем возрастает, в сравнении с водой, проявление «эффекта Ребиндера», т. е. расклинивающего действия тонких пленок жидкости-раствора в устье трещин (дефектов структуры). В-третьих, возникает напряженное состояние на уровне микроструктуры цементного камня из-за локально проявляющегося эффекта от перепада (градиента) температур (эндокринный эффект), сопровождающего процесс «очагового» растворения – кристаллизации соли. Кроме отмеченного, понижение температуры замерзания раствора соли, в сравнении с водой, способствует глубокому проникновению жидкой фазы в дефекты структуры все меньшего сечения, углубляет развитие процесса массопереноса соли и усиливает эффект деструкции бетона в целом.

В реальных условиях эксплуатации, например, дорожных покрытий отрицательное (разрушающее) воздействие солей-антиобледенителей не прекращается и при положительной температуре окружающей

среды. Попеременное увлажнение-высушивание, изменение температуры (даже в пределах суток) вызывают соответствующие многократно повторяющиеся деформации бетона, побуждают проявление процессов растворения – кристаллизации попавшей в его поры соли с образованием кристаллогидратов, увеличивающихся в объеме, а также эндокринного эффекта, то есть, сопровождается постоянным деструктивным воздействием на бетон.

Кроме физико-химической агрессии среды в процессе эксплуатации бетон дорожных покрытий подвергается интенсивному механическому воздействию: истирающим, сжимающим, изгибающим, ударным нагрузкам различной интенсивности и значений, которые многократно повторяются во времени, приводят к ускоренной морозной деструкции бетона [22]. Успешно сопротивляться такому комплексному химико-физическому воздействию способен только бетон высокой плотности, непроницаемости и прочности.

Результаты экспериментальной оценки морозостойкости бетона. Далее в тексте приведены результаты испытаний на морозостойкость бетона различной плотности и прочности, в состав которого входят воздухововлекающие добавки и без них. Частично представлены данные, которые получены в период с 1975 г. по настоящее время.

В табл. 1 приведены результаты оценки морозостойкости бетона «сухого формования» (цемент марки «М400» – 360 кг/м^3 ; $(В/Ц)_6 \sim 0,27-0,28$; средняя плотность $2550-2600 \text{ кг/м}^3$; $W_m \leq 2 \%$) с повторным вибрированием после водонасыщения сухой смеси и без него, полученные в период 1975–1978 гг.

Испытания выполнены по первому методу ГОСТ 10060, как для бетона общестроительного назначения. Из результатов испытаний следует, что прочность особо плотного ($W_m \leq 2 \%$; водонепроницаемость «W20») бетона после 1000 циклов (87,0 МПа) превышала на 6,4 % ее значение, установленное в начале испытаний (75,0 МПа), длившихся более 3 лет (1 цикл в сутки).

Таблица 1

Результаты испытания бетона «сухого формирования»

Количество циклов замораживания-оттаивания	Прочность бетона на сжатие, f_{cm} , МПа				Изменение f_{cm} , %, относительно:			
	Основные образцы		Нормально-влажн. тверден.		Контрольных образцов		Нормально-влажн. тверд.	
	Разовое	Повторное	Разовое	Повторное	Разовое	Повторное	Разовое	Повторное
0	60,0	75,0	60,0	75,0	–	–	–	–
200	61,5	–	64,0	–	+2,5	–	–5,7	–
300	60,0	84,5	66,0	80,0	0	+12,7	–9,1	+5,3
400	57,5	85,7	68,0	82,0	–4,2	+14,3	–15,5	+4,4
500	–	82,5	–	83,5	–	+10,0	–	–1,2
600	–	82,5	–	84,5	–	+10,0	–	–2,4
750	–	82,0	–	85,5	–	+9,3	–	–4,1
1000	–	79,5	–	87,0	–	+6,4	–	–8,6

Позднее (в 80–90-е годы XX в.) бетон этого качества трижды испытывали на морозостойкость в солевой среде по 2-му методу ГОСТ 10060 (при $-(55 \pm 5)^\circ\text{C}$) до показателя марки «F500», после чего испытания прекращали по причине достаточности полученных данных об уровне морозостойкости бетона. По состоянию испытанных образцов они могли быть продолжены. Здесь следует отметить, что бетон, полученный по технологии «сухого формирования» с повторным вибрированием после водонасыщения, характеризуется «минимально необходимым» объемом цементного камня (при расходе цемента 350–370 килограмм на 1 м^3) и высокой степенью «насыщения» объема твердофазными заполнителями (щебня гранитного $\sim 1250 \text{ кг}$ и песка природного $\sim 850 \text{ кг}$) при высокой прочности ($f_{cm} \geq 75 \text{ МПа}$). То есть, структурно этот бетон представляет собой жесткую, малодеформируемую систему твердой фазы, в которой наиболее деформативная составляющая – цементный камень, занимает минимальный объем. С учетом высокой степени его непроницаемости в таком материале к минимуму сведена деформативность как под влиянием замерзающей воды, так и под действием

знакопеременных деформаций при циклических испытаниях, включая накопление усталостных дефектов структуры, солевое воздействие и влияние всей совокупности деструктивных факторов в целом. Следствием является рост морозостойкости бетона.

В таблице 2 приведены данные испытаний бетона для мостостроительных «Т»-образных балок (приведенных в примечании к таблице 2 составов) по заявке завода «ЖБМК» (г. Фаниполь) бетона после пропаривания по режиму 4+5+8+5 при температуре изотермической выдержки 60°С. Эти данные были получены в 1995 году.

Таблица 2

Результаты испытания бетона мостовых балок

№ п/п	Вид и дозировка добавки	Прочность бетона контрольных образцов, МПа	Прочность бетона после циклов		Потеря прочности % к окончанию испытаний	Марка по морозостойкости
			20	35		
1*	С-3 0,6 %	48,3	56,0	47,6	1,4	F300
2**	С-3 0,6 %	39,2	54,0	38,5	1,8	F300
3**	С-3+СНВ 0,4 +0,005	29,6	30,5	28,6	3,5	F300
4**	С-3+СНВ 0,6 +0,015	32,2	37,0	30,6	4,5	F300
5***	С-3 0,6 %	43,9	50,6	43,8	0,2	F300

* – мытый щебень (в остальных случаях – без промывки); ** – ОК ~ 3 см при Ц = 418 кг/м³ и (В/Ц)₆ ~ 0,34; *** – Ц = 500 кг/м³ и ОК ~ 5 см при (В/Ц)₆ ~ 0,27.

При продолжении испытаний сверх количества циклов, соответствовавших марке «F300», образцы с добавкой «СНВ» резко снизили прочность; образцы состава № 5, т. е. бетона без воздухововлекающих добавок, но с повышением плотности за счет снижения до В/Ц ~ 0,27 водоцементного отношения при увеличении до 500 кг на 1м³ расхода цемента, выдержали испытания до F400, после чего они были прекращены.

В табл. 3 и 4 приведен состав (предложенный для данного случая БНТУ) и результаты испытаний бетона, осуществленных производственной лабораторией филиала ЗЖБМК ОАО «Дорстройиндустрия» г. Фаниполя в октябре-декабре 2013 г. (второй метод по ГОСТ 10060.2-95).

Таблица 3

Состав бетона на БСЦ (подбор БНТУ):

Наименование	Наименование состава и содержание компонентов, кг/м ³
ПЦ 500-Д0	490
Песок	685
Щебень фракц. 5-20 мм, 10-20 мм	1077(431+646)
Вода, л	128
Стахемент 2000, кг(2 % от Ц)	9,8
Подвижность, см	17
Объем вовлеченного воздуха, %	5
Время перемешивания, сек	540
Микрокремнезем, кг	49
УНМ, %	0,0005

Таблица 4

Результаты испытаний после 47 циклов

№ п/п	Дата испытаний	Прочность на сжатие, МПа							Изменение
Контрольные образцы									
1	8.10.13	72,7	74,8	74,4	72,3	73,4	73,9	73,6	–
Основные образцы									
2	23.12.13	75,9	72,6	74,8	73,0	69,1	71,1	72,7	–1,22 %

В этом случае (под заказ из Российской Федерации на изделия с требуемой маркой по морозостойкости «F300» в солевой среде) при требуемых для испытаний на марку «F300» (как для бетонов дорожных и аэродромных покрытий) 37 циклах попеременного замораживания и оттаивания образцов было проведено 47 циклов.

При этом признаков морозной деструкции в виде шелушения, трещин и разрушения бетона не наблюдалось; эксперимент прерван по техническим причинам.

В табл. 5 частично приведены данные (эксперименты продолжают) испытаний бетона составов, аналогичных примененным при строительстве 2-й кольцевой минской дороги. В исследованиях использовали материалы для бетона, аналогичные применявшимся при ее строительстве. Особенностью эксперимента было сопоставление примененного при этом состава (№ 1) бетона (цемента – 430 кг, песка – 697 кг, щебня (фр. 5–20 мм) – 1117 кг, подвижность смеси марки «П1»), включающего пластификатор и воздухововлекающую добавку (см. табл. 5) и составов № 2 и № 3, включающих пластифицирующую добавку без введения воздухововлекающей, при прочих равных условиях: расходу твердофазных материалов и консистенции (подвижности) смеси. Основное отличие было в формирующейся структуре бетона – с созданием дополнительной пористости за счет введения воздухововлекающей добавки и без нее.

Таблица 5

Составы бетона и данные испытаний

№ состава бетона	Введенная добавка, % от МЦ*	В/Ц, доли ед.	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность бетона, МПа после циклов испытаний			
				0	10	20	30
1	Стахемент 2010 (0,5%) Микропоран (0,07%)	0,37	2423	47,5	47,8	47,7	31,3
2	Реламикс ПК (1,5%)	0,27	2590	80,0	83,0	91,5	72,1
3	Стахемент 2000М (1%)	0,3	2515	69,0	69,7	69,0	63,5

* – в процентах от массы цемента при дозировке в виде раствора.

Из данных табл. 2 и 5 очевидно существенное снижение прочности бетона (как в начале, так и после 30 циклов (на $\geq 34\%$)) при введении в состав воздухововлекающей добавки (в частности, «СНВ» (см. табл. 2) и микропорана. Кроме этого, водопоглощение (по массе) бетона составило в обоих случаях $\sim 4\%$ и более, а для составов

без этих добавок до (2–2,5) %. Здесь следует отметить, что снижение прочности бетона с поризующей добавкой до ~ 31 МПа означает полную потерю эксплуатационной надежности. Уровень прочности бетона составов №2 и №3 в 60–70 МПа способен обеспечивать ее длительный период. Этот вывод подтверждает визуальная оценка состояния структуры бетона испытанных образцов. Структура бетона с поризующей добавкой (состав №1) рыхлая, очевидна ее деструкция по всему объему образцов. Нарушения структуры образцов составов № 2 и № 3 имеются только в поверхностных слоях бетона, т. е. деструкция плотного, непроницаемого материала проявляется в частичных нарушениях цементного камня внешнего контура образцов, при сохранении исходной (плотной) структуры в объеме бетона.

Кроме отмеченного, очевиден прирост прочности образцов бетона в процессе испытаний как повторно вибрированного особо плотного «сухого формования» (см. табл. 1), так и состава № 2 с высокоэффективным пластификатором («Реламикс ПК», см. табл. 5). Необходимо отметить, что в этих обоих случаях $(В/Ц)_6 \sim 0,27$, средняя плотность близка к 2600 кг/м³ и водопоглощение по массе ≤ 2 %, т. е. высока непроницаемость бетона.

Заключение. Введение в состав бетона воздухововлекающих добавок безусловно способно обеспечивать рост его морозостойкости вплоть до марок «F200»–«F300» при испытаниях в солевой среде. С целью дальнейшего повышения морозостойкости бетона рационально добиваться одновременного повышения его плотности и непроницаемости наряду с высокой прочностью. Оптимальное сочетание этих факторов способно обеспечить устойчивость цементного бетона к комплексному воздействию деструктивных эксплуатационных факторов, в том числе с учетом их усиления за счет постоянно действующих механических нагрузок, которые должен выдерживать, например, бетон дорожных покрытий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Powers T. A. Working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. - J. Am. Coner. Inst., 1945, № 4. - V. 16.
2. Powers T., Helmut R. Theory of volume changes in hardened portland – Cement paste during freezing / Proceedings Hig way Research Board, 1953: - V. 32.
3. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1965.- 195 с.
4. Шестоперов С.В. и др. Цементный бетон в дорожном строительстве. – М.: Дориздат, 1950. – 132 с.
5. Стольников В.В. Исследования по гидротехническому бетону. – М.: - Л.: Госэнергоиздат. 1953. – 330 с.

УДК 691.311

ИЗМЕНЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ЛИТЫХ И ПРЕССОВАННЫХ ГИПСОВЫХ МАТЕРИАЛОВ В ПЕРВЫЕ СУТКИ ТВЕРДЕНИЯ

КРАСУЛИНА Л. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Изделия на основе гипсовых вяжущих обладают рядом положительных свойств: быстрое и безусадочное твердение, низкая плотность и теплопроводность, химическая нейтральность, биологическая стойкость, высокая огнестойкость, декоративность, гигиеничность, относительно низкий экономический показатель, экологическая безопасность. Но наряду с положительными свойствами имеется и ряд недостатков, основные из которых – низкие прочность и водостойкость, обусловленные макропористой структурой и плохо развитыми контактами. Причина формирования такой структуры заключается в избытке воды затворения для обеспечения удобоукладываемости смеси. В такой системе не происходит упрочнение сформировавшейся на начальной стадии твердения низкопрочной

структуры из-за быстротекущего и рано заканчивающегося процесса гидратации. На снижение прочности гипсового камня оказывает влияние процесс перекристаллизации мелких кристаллов в более крупные, развивающийся при избытке свободной жидкой фазы в системе [1–8].

Одним из способов увеличения прочности и водостойкости гипсовых материалов является метод фильтрационного прессования [2–5].

Результаты теоретических и экспериментальных исследований процессов структурообразования минеральных вяжущих веществ свидетельствуют о том, что система гипсовое вяжущее-вода наиболее восприимчива к внешним воздействиям на ранних стадиях твердения, характеризующихся формированием коагуляционной структуры. При воздействии полей внешних сил на этой стадии структурообразования гипсового камня эффект повышения его прочности наибольший [3–5].

В работе представлены результаты исследований физических и прочностных характеристик прессованного гипсового камня и гипсового камня, полученного литьевым методом из гипсового теста нормальной густоты.

При получении прессованного гипсового камня из пластичной водогипсовой смеси скорость подъема давления составляла 8 МПа/мин, при увеличении скорости подъема давления фильтрующие элементы формы не успевали достаточно полно отфильтровать избыточную влагу, при скорости подъема давления менее 8 МПа/мин возрастает время подъема давления до заданного значения и его воздействие на смесь проявляется после начала схватывания, что нежелательно для такой быстротвердеющей системы, как гипсовая смесь. Прессование осуществлялось при давлении 10 МПа в течение 4 минут с одновременным удалением из формуемой смеси избытка жидкой фазы.

В табл. 1 представлены основные показатели качества затвердевших образцов гипсового камня, полученного по литьевой технологии и по технологии фильтрационного прессования.

Таблица 1

Свойства гипсового камня

Испытуемый материал	Средняя плотность, кг/м ³	Влагодержание в возрасте одних суток	Пористость, %	Водопоглощение по массе, %	Водопоглощение по объему, %	Прочность при сжатии высушенного образца, МПа	Коэффициент размягчения
Литой гипсовый камень	1220	27	43	26	33	14,70	0,33
Прессованный гипсовый камень	1790	5	16	7	13	49,5	0,51

Результаты исследований показали, что средняя плотность прессованных образцов превышает плотность литых на 25...30 % при уменьшении пористости в 2,0–2,5 раза. За счет увеличения средней плотности и уменьшения пористости прессованных образцов их прочность увеличилась в 3–4 раза. Коэффициент размягчения, характеризующий водостойкость материала, повысился в 1,4–1,5 раза, прочность водонасыщенных прессованных образцов увеличилась более чем на 70 %. Относительно незначительное увеличение водостойкости связано с растворимостью гипса в воде, процессами перекристаллизации мелких кристаллов в более крупные, что приводит к частичной потере числа контактов срастания кристаллов и снижению прочности [1, 2, 6–8].

Основное внимание уделялось изучению прочностных и теплофизических характеристик литых и прессованных образцов гипсового камня в процессе структурообразования.

В табл. 2 представлены результаты исследований этих показателей литого гипсового камня.

Рост теплопроводности в первые два часа твердения объясняется значительным связыванием жидкой фазы в процессе выкристаллизации новообразований, а также за счет тепловыделения в системе на этом этапе твердения. Снижение теплопроводности связано с падением температуры и процессом перекристаллизации в твердеющей системе и частичной потерей кристаллизационных контактов.

Таблица 2

Значения предела прочности при сжатии и теплопроводности
в процессе твердения литого гипсового камня

Время от начала затворения гипсового вяжущего водой. час.,	Предел прочности при сжатии , МПа,	Теплопроводность, Вт/(м.К),
1	6,08	0,93
2	5,8	1,42
4	5,6	0,51
6	5,5	0,58
8	5,4	0,95
10	5,3	0,94
12	5,2	0,86
16	5,1	0,67
20	4,9	0,53
24	4,5	0,51

Рост теплопроводности в возрасте от четырех до восьми часов связан с уменьшением прослойки жидкой фазы в материале и увеличением сил связи между частицами новообразований в результате убыли влаги из системы за счет естественной сушки. Падение значений теплопроводности в период от восьми до двадцати четырех часов выдерживания вероятно связано с процессами перекристаллизации в системе.

Результаты исследования прочностных и теплофизических свойств твердеющих прессованных образцов гипсового камня представлены в табл. 3.

Рост значений теплопроводности в первые два часа твердения, как и у литых образцов, вызван значительным связыванием жидкой фазы в процессе выкристаллизации новообразований. Уменьшение значений теплопроводности в период от двух часов до восьми часов твердения связано с тем, что в это время в твердеющей системе по мере роста прочности возникают внутренние напряжения, которые могут приводить к образованию микротрещин, что и объясняет спад значений теплопроводности.

Таблица 3

Значения предела прочности при сжатии и теплопроводности
в процессе твердения прессованного гипсового камня

Время от начала затворения гипсового вяжущего водой, час,	Предел прочности при сжатии, МПа,	Теплопроводность, Вт/(м.К),
1	17,2	0,63
2	25,8	1,41
4	28,1	0,81
6	29,3	0,69
8	30,4	0,67
10	31,3	0,75
12	32,2	0,82
16	33,0	0,89
20	33,9	0,87
24	34,5	0,86

По мере роста прочности в твердеющей системе возникают внутренние напряжения, которые могут приводить к образованию микротрещин, что и объясняет спад значений теплопроводности в период от двух часов до восьми часов. В системах, сформированных под давлением, перекристаллизация завершается приблизительно через восемь часов после начала затворения. С этого времени опять начинается рост значений теплопроводности системы. Спад теплопроводности после 16 часов твердения связан с возникновением внутренних напряжений в процессе структурообразования твердеющей системы, что может привести к образованию микротрещин.

Минимум значения теплопроводности, связанный с началом перекристаллизации, у литых образцов наступает раньше (через 4 часа после затворения смеси), чем у образцов, сформированных под давлением (через 8 часов после затворения смеси), что можно объяснить различием скоростей и длительностью процесса гидратации исследуемых систем. Прочность прессованных образцов уже в раннем возрасте во много раз выше, чем у литых. При хранении в естественных условиях гипсовый камень, получаемый по технологии фильтрационного прессования набирает прочность, достигая достаточно больших значений.

В течение первых суток твердения из прессованных образцов удаляется большое количество свободной воды. Убыль этой воды

и продолжающийся процесс гидратации приводят к формированию прочной пространственной структуры материала, характеризующейся наличием коагуляционных и кристаллизационных связей между образовавшимися кристаллами двуводного гипса.

Результаты проведенных испытаний показывают взаимосвязь процессов переноса теплоты в твердеющих системах и процессов формирования дисперсной капиллярно-пористой структуры, как в литых, так и в прессованных образцах

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества / А. В. Волженский – М., Стройиздат. 1978, – 464 с.
2. Гранковский И.Г. Структурообразование в минеральных вяжущих системах/ И.Г. Гранковский – Киев, Наук. думка-1984 – 292 с.
3. Красулина Л.В Влияние давления (внешних сил) на гидратацию и свойства гипсовых материалов /Л.В. Красулина, И.Л. Потапова // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства: Сб. науч. статей ч.2 – Минск, БНТУ, 2012 – С.79-83.
4. Красулина Л.В. Влияние процессов структурообразования твердеющего гипсового вяжущего на его теплопроводность / Л. В. Красулина // Сборник статей «Наука-образованию, производству, экономике», том 2-Минск,БНТУ, 2017,-С .277
5. Ляшкевич И.М. Физико-химические основы процесса структурообразования прессованных гипсовых систем / И.М. Ляшкевич//Техника, технология, организация и экономика строительства. Технология бетона и строительные материалы: Сб. науч. статей вып.13 – Минск, БПИ, 1987 – , С. 91-97.

РЕЖИМЫ ТВЕРДЕНИЯ И ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА С ДОБАВКОЙ «УКД-1»

МАРКО О. Ю.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Введение. При круглогодичном ведении бетонных работ в монолитном строительстве нашей Республики реализуются два базовых варианта твердения бетона. В летний период (традиционно с апреля-мая по сентябрь-октябрь) – естественное твердение бетона и с ноября по март (иногда и апрель) – твердение с вариантами прогрева (нагрева, обогрева) бетона строительных конструкций. Традиционные технологии бетонирования с разными вариантами прогрева (нагрева, обогрева) бетона (с учетом специфики зимнего периода работ) характеризуются значительной продолжительностью твердения бетона до набора требуемой прочности, т.к. температура прогрева преимущественно не превышает (40–50)°С, и большими затратами энергии, достигающими 100 и более кВт·ч на 1 м³ бетона.

В этой связи в настоящих исследованиях поставлена задача ускорения темпа роста прочности бетона в технологии монолитного бетонирования и снижения энергетических затрат при прогревах бетона.

Одним из технологически приемов решения этих задач является использование комплексных химических добавок в бетон, проявляющих эффект пластификации (и способствующих росту плотности и непроницаемости бетона за счет снижения его начального водосодержания).

Приведенным критериям полностью отвечает новая химическая добавка «УКД-1», разработанная в Беларуси с использованием в составе отечественного углеродного наноматериала (УНМ) и обладающая эффективным сочетанием пластифицирующе-ускоряющего воздействия на цементный бетон.

Комплексная добавка для бетона «УКД-1» – пластифицирующая добавка I группы, ускоряющая твердение, применяется для приготовления бетонных смесей, предназначенных для изготовления

бетонных и железобетонных изделий и конструкций, вяжущими для приготовления которых являются цементы на основе портландцементного клинкера.

Углеродные наноматериалы как таковые и их влияние на цемент в индивидуальном порядке не входили в задачи настоящих исследований. Применительно к отечественным УНМ, как разработке академика С.А. Жданка и его сотрудников [5, 6], исследования по их применению в цементных бетонах выполнялись в БНТУ под руководством профессора Э.И. Батяновского [1–4].

В материалах статьи отражаются этапы экспериментальной разработки технологии бетона, модифицированного этой добавкой, и энергосберегающей технологии зимнего бетонирования с его применением. Разрабатываемая технология должна обеспечить повышенный темп твердения бетона (т. е. рост прочности в начальный период) при снижении температуры его разогрева и последующем твердении без подвода тепла (энергии) с максимально возможным использованием собственного тепловыделения (экзотермии) реагирующего с водой цемента. Базирующаяся на этих принципах технология позволит обеспечить необходимый температурный режим ускоренного твердения бетона, благоприятный для формирования его структуры и свойств при минимально необходимых энергетических затратах.

Методика и результаты экспериментов. Общий методологический подход заключался в последовательном накоплении теоретических и экспериментальных данных о влиянии добавки «УКД-1» – вначале на свойства цемента и цементного камня, включая оценку воздействия его вещества в целом и компонентов (ускоряющего – сульфата натрия (СН) и пластифицирующего – «Суперпласт С-3» (далее – СП)), на морфологические изменения в продуктах гидратации вяжущего с целью установления механизма действия добавки на процессы его взаимодействия с водой, кинетику схватывания и твердения цемента.

С учетом полученных данных исследовали закономерности изменения формовочных свойств пластичных бетонных смесей во времени под влиянием вещества добавки «УКД-1», ее компонентов и сопровождающих технологических факторов: свойств цемента, температуры (смеси и среды), механического воздействия на смесь

(имитация различных условий ее транспортирования), для выработки соответствующих рекомендаций при практическом использовании разработки.

На следующем этапе работы исследовали кинетику твердения (темп роста прочности (на сжатие)) бетона и разрабатывали его составы с добавкой «УКД-1» в диапазоне классов $C^{12/15}$ – $C^{25/30}$, подвижностью марок П1...П5. На этом основании разработали (путем экспериментального обоснования) энергосберегающие режимы твердения бетона для зимних условий ведения бетонных работ и сформулировали рекомендации в форме технологического регламента на применение энергосберегающей технологии зимнего бетонирования с использованием бетона, модифицированного комплексной химической добавкой «УКД-1».

Влияние исследуемой комплексной углеродосодержащей добавки «УКД-1» и ее составляющих на процесс твердения цемента и тяжелого конструктивного цементного бетона исследовали, используя результаты экспериментов, проведенных в лабораториях кафедр «Технология бетона и строительные материалы» БНТУ (г. Минск) и «Промышленное и гражданское строительство» БРУ (г. Могилев), а также в лаборатории и на объектах ОАО «Стройтрест №12» (г. Могилев) и заводской лаборатории ОП «Стройпрогресс» ОАО «МА-ПИД» (г. Минск).

На начальном этапе исследований по кинетике твердения (росту прочности на сжатие) бетона определили оптимальную дозировку добавки «УКД-1» в бетон по методике ГОСТ 30459–96 [8] на стандартизированном составе бетона (цемента (М500 Д0; № 6 по таблице 2.5) – 350 кг; $Щ$ = 1100 кг; $П$ = 750 кг; $В$ = 175 кг; подвижность смеси: ОК ~ (3–4) см) и твердении образцов (100x100x100 мм) в нормально-влажностных ($\phi \geq 90\%$; $t \sim 20^\circ\text{C}$) условиях. Для сравнения оценивали кинетику твердения бетона без добавок, с добавкой ускорителя твердения сульфата натрия (Na_2SO_4) и с исследуемой добавкой «УКД-1» в разных дозировках относительно массы цемента. Во всех случаях придерживались принципа равноподвижности бетонных смесей, поэтому в основных составах с «УКД-1» водосодержание $(В/Ц)_6$ было ниже (результаты исследований с материалами статьи отражены частично).

Отслеживали кинетику роста прочности образцов бетона на сжатие при твердении в формах, имитирующих опалубки разных типов ($K_m = 0,6-3,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$) (табл. 2), на воздухе с температурой от -5°С до -20°С .

Таблица 2

Характеристики форм-опалубок

Материал форм-опалубок и крышек	Коэффициент (расчетный) теплопередачи стенок форм
1	2
1. Доска, 25 мм	2,44
2. Металл (сталь), 10 мм	3,50
3. Металл (10 мм) + 60 мм минераловатная плита	~ 1,00
4. Фанера (12 мм) + 60 мм минераловатная плита	~2,98 / ~ 0,60

В процессе исследований периодически испытывали образцы бетона на прочность (сжатие). Эти результаты отражали кинетику ее роста в условиях, характеризовавшихся различной температурой окружающей среды и коэффициентом теплопередачи опалубки. Одновременно оценивали различные условия для накопления (аккумуляции) теплоты экзотермии цемента и обусловленного этим уровня температуры саморазогрева бетона, что фиксировали с помощью датчиков-термопар, установленных в геометрический центр бетонных образцов, размерами $150 \times 150 \times 150 \text{ мм}$.

На рис. 1 частично представлены данные в виде графиков, отображающих общую тенденцию кинетики твердения (роста прочности) бетона без добавок (№ 1) и с добавками 1 % СН (№ 2) и 1 % «УКД-1» (№ 3).

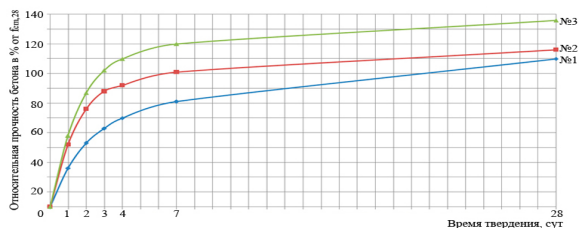


Рис. 1. Тенденция кинетики твердения бетона в нормально-влажностных условиях: № 1 – бетон без добавок; №2 – с 1 % Na_2SO_4 ; №3 – с 1 % «УКД-1»

Анализ всей совокупности результатов экспериментов показывает преимущество комплексной добавки «УКД-1» в сравнении с монодобавкой ускорителя твердения сульфата натрия. Одновременно следует отметить, что, несмотря на снижение водосодержания бетона в равноподвижных смесях с введением добавки «УКД-1» в дозировке 0,5%–0,75% от МЦ, прочность в начальные сроки (1–2 сутки) твердения была близкой к величине по отношению к бетону с 1% Na_2SO_4 . Очевидно, что этот эффект связан с замедляющим реакцией цемента с водой действием пластифицирующего компонента «УКД-1». Однако, общий уровень прочности образцов бетона с добавкой «УКД-1» оказался выше, чем образцов с 1% Na_2SO_4 , несмотря на то, что ускоряющего компонента (того же Na_2SO_4) в «УКД-1» при ее дозировке 0,5% – 1,0% от МЦ заведомо меньше. Отсюда следует вывод о дополнительном эффекте ускорения твердения (роста прочности) цементного бетона «присадкой» структурированного углеродного наноматериала, содержащегося в добавке «УКД-1» и установленного в исследованиях [1–4].

По результатам экспериментов прочность бетона с добавкой «УКД-1» (за счет совокупного эффекта от снижения водосодержания и действия компонентов Na_2SO_4 и УНМ) составила от 112% (0,5% «УКД-1») до 130% (2,0% «УКД-1») от прочности образцов бетона из равноподвижных смесей без добавок.

Выявленные закономерности саморазогрева бетона и влияния его на кинетику роста прочности бетона с добавкой «УКД-1» позволили сформулировать рекомендации по назначению режимов его естественного твердения (беспрогревная технология) в зависимости от температуры окружающей среды, начальной температуры свежешуложенного бетона и теплоизолирующих качеств опалубки.

Основным режимом тепловой интенсификации твердения бетона по малоэнергоёмкой технологии был электродный разогрев до заданной температуры и последующее твердение по методу термоса. Поверхность бетона гидроизолировали полиэтиленовой пленкой и термоизолировали прижимной крышкой из материала формы при одинаковом коэффициенте теплопередачи.

Условия твердения бетона при температуре воздушной среды в диапазоне: $t_{\text{ис}} = -5 \dots -20^\circ\text{C}$, обеспечивали, помещая образцы в формы в климатологическую камеру-морозильник, отрегулированную на соответствующей конкретному эксперименту температурный режим.

Добавку «УКД-1» вводили в бетон в наиболее рациональном количестве – 1% от МЦ; уровень температуры разогрева бетона соответствовал практикуемому в строительстве: 30–50°C. Разогрев бетона осуществляли электродным методом до температуры 30, 40 и 50°C. Одновременно на разогреве находилось до 12 форм с образцами.

Данные, отражающие зависимость кинетики роста прочности бетона с добавкой «УКД-1» при различной температуре начального разогрева, температуре среды твердения, степени теплоизоляции форм приведены на рис. 2.

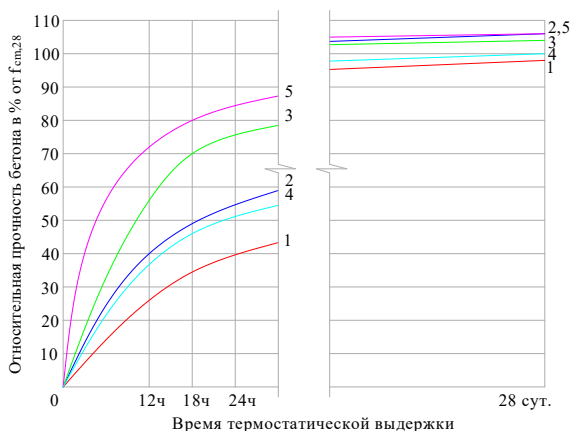


Рис. 2. Кинетика роста прочности бетона с начальным разогревом и твердением в условиях термоса: 1 – состав бетона № 1 (по таблице 3), форма опалубки № 1 (по таблице 2), t° разогрева бетона 30°C; 2 – состав бетона № 3, форма опалубки № 1, t° разогрева бетона 30°C; 3 – состав бетона № 3, форма опалубки № 4, t° разогрева бетона 30°C; 4 – состав бетона № 4, форма опалубки № 1, t° разогрева бетона 50°C; 5 – состав бетона № 4, форма опалубки № 4, t° разогрева бетона 50°C

Анализ полученных экспериментальных данных позволяет сделать следующие выводы.

Неутепленная опалубка нерациональна к использованию при реализации малоэнергоемкой технологии в зимний период работ. При использовании утепленных типов опалубок, даже при устройстве тонкостенных конструкций с модулем теплоотдающей поверхности до $M_n \sim 40 \text{ м}^{-1}$, добавка «УКД-1» в сочетании с разогревом бетона до 50°C обеспечивают достижение им прочности до 75–95 % в пределах 24 ч твердения при температуре наружного воздуха $t_{нв} = -5 \dots -20^\circ\text{C}$.

Влияние повышения температуры начального разогрева бетона закономерно проявляется в повышении темпа роста его прочности во всех исследованных случаях, при прочих равных условиях. Следует отметить, что повышение температуры разогрева бетона с добавкой, способствуя более высокому темпу роста его прочности в начальный период, отражается закономерным понижением ее в проектном возрасте. Кроме того, с ростом температуры разогрева увеличиваются и энергетические затраты, что снижает эффективность технологии. Поэтому, более целесообразно реализовать разогрев до минимально необходимой температуры бетона с добавкой, но использовать при этом утепленные типы опалубок.

Заключение. Выявленные закономерности роста прочности бетона с добавкой «УКД-1» в зависимости от сочетания важнейших факторов: температуры разогрева, теплозащитных качеств опалубки, температуры среды твердения, продолжительности твердения, положены в основу рекомендаций по назначению режимов твердения монолитного бетона по малоэнергоемкой технологии и в опытно-производственном порядке успешно апробированы при изготовлении сборных железобетонных изделий (на ОП «Стройпрогресс» ОАО «МАПИД» г. Минска) и на объектах ОАО «Стройтреста № 12» г. Могилева.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский Э.И., Галузо Г.С., Мордич М.М. Особенности применения углеродных наноматериалов в конструкционно-теплоизоляционных пенобетонах. Сборник материалов Девятой международной научно-технической конференции «Наука - образованию, производству, экономике». – Минск, БНТУ. – 2011-С.272-273.
2. Батяновский Э.И., Крауклис А.В., Самцов Петр П., Рябчиков П.В., Самцов Павел П. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня. Научно-технический журнал «Строительная наука и техника». – 2010. – № 1-2(28-29). – С. 3-10.
3. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В., Якимович В.Д. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента. XVI Межд. науч.-метод. Семинара/ Под общ. Ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – ч. 2. – С. 136.

4. Батяновский Э.И., Якимович В.Д., Рябчиков П.В. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая наноуглеродные добавки. Сборник материалов III международного симпозиума «Проблемы современного бетона и железобетона». – Минск, РУП «БелНИИС». – 2011-С.53-68.(Т.2).

5. Жданок, С.А., Крауклис, А.В., Самцов, П.П., Волжанкин, В.М. Установка для получения углеродных наноматериалов. Патент № 2839.

УДК 693.11

ОСНОВЫ ОПТИМИЗАЦИИ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ ПЕНОБЕТОНА

МОРДИЧ М. М., БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Широкое применение в строительном производстве пенобетона – как теплоизоляционного и конструкционно-теплоизоляционного материала, сдерживается во многом из-за значительной усадки и вызываемых ей трещинообразования, а также уменьшения высоты (осадки) с ростом толщины одновременно формируемого слоя из этого материала. Поэтому важнейшим условием повышения качества пенобетона является обеспечение его устойчивости к усадочным явлениям в начальный момент твердения, в сочетании с повышением его физико-технических характеристик. Решить такую задачу позволяет использование современных химических добавок, способных улучшить его качество. В частности, с этой целью оценивали эффективность в пенобетоне разных по природе пенообразователей, ускорителей схватывания и твердения цемента (бетона), а также пластифицирующих добавок, обеспечивающих снижение в материале водо-твердого отношения.

Методики и результаты исследований. Для определения оптимального соотношения компонентов на начальной стадии исследования вели с позиции выбора оптимального порообразующего вещества, а именно – пенообразователя. Основываясь на результатах

общеизвестных и признанных исследований [1, 2, 3, 4], для сравнительной оценки выбраны два вида пенообразователей, различающихся происхождением и технологией получения, и обладающими наиболее высокими показателями качества (кратностью и стабильностью пены):

- синтетический – «ПБ-2000», производства РФ;
- белковый (протеиновый) – «Laston», производства Италии.

Эффективность пенообразователя, оценивали по показателям однородности, прочности, средней плотности пенобетона маркой D200–D500, а также по устойчивости отформованного массива пенобетона по отношению к усадке в начальный период его твердения.

Для определения средней плотности и прочности пенобетона использовали стандартные методики испытаний образцов, полученных разрезкой «массива» в виде исходных образцов высотой 1000 мм, сечением 100×100мм. При их изготовлении пенобетонную смесь подавали с высоты 1000 мм за один прием, преследуя цель оценить устойчивость пенобетонной смеси на оседание в процессе укладки и начального твердения.

В технологии приготовления и последующего формирования пенобетона (особенно в условиях строительного объекта) важен способ приготовления пены, т.к. от этого зависит эффективность использования пенообразователя. По ранее анализировавшимся работам [4] в основном применяют два способа приготовления пены и пенобетона. Первый (одностадийный) способ заключается в том, что вначале пена интенсивно взбивается с водой в мешалке, а затем в нее добавляют остальные компоненты смеси (цемент, наполнители и др.). То есть, в этом случае не применяют пеногенераторы. Второй способ (двухстадийный) предусматривает приготовление цементного теста или растворной смеси с последующим добавлением в смесь пены, отдельно приготовленной пеногенерирующей установкой.

Были проверены оба эти способа с целью выбора рационального для дальнейших исследований. В обоих случаях готовили рабочий раствор пенообразователя белкового и синтетического в соотношении: ПО/Вода = 1/27, которое является оптимальным по данным производителей применённых пенообразователей.

При одностадийном варианте получения пены и пенобетона подготовка (фактически – взбивание) и синтетической, и белковой пены вели в течение 60–120 секунд при последующем определении кратности пены и ее стойкости. При оценке синтетического пенообразователя («ПБ-2000») кратность пены составила - 12, а ее стойкость 360 сек.; при этом водоотделение пены составило 9,2 %. Увеличение времени обработки (взбивания) до 120 сек. оказалось неэффективным – кратность пены не увеличилась, но при этом в два раза снизилась ее стойкость – до 180 сек.

Белковый пенообразователь («Laston»), при обработке в течение 60 сек. дал пену с кратностью – 3. Увеличение времени обработки до 5 минут увеличило кратность пены до – 5, что в пересчете на среднюю плотность пены составило 200 кг/м³. Пена такого качества не обеспечит получение пенобетона со средней плотностью по марке менее D600. Тем не менее, этот вид пенообразователя на данном этапе не исключили из дальнейших исследований.

Приготовление пены для двухстадийной технологии пенобетона вели с применением специально изготовленного пеногенератора барбатажного типа, при давлении воздуха в клапане пеногенератора ~ 0,5–0,6 МПа. Результаты экспериментов по генерированию пены с применением оцениваемых пенообразователей показали, что на синтетическом пенообразователе ПБ-2000 пены характеризуются кратностью (15–19), при значении стойкости не менее 360 сек. Пены на основе белкового пенообразователя имели кратность немного ниже (12–15), при этом их стойкость составила 450 сек.

Исходя из полученных экспериментальных данных о стабильности качественных показателей пены (кратность, стойкость) одностадийный способ приготовления ее и пенобетонных смесей признан не рациональным; дальнейшие исследования вели с применением двухстадийной технологии приготовления пенобетона.

Для оценки эффективности сравниваемых пенообразователей непосредственно в пенобетоне были подобраны составы для различных марок по средней плотности, которые приведены. Образцы пенобетона твердели в одинаковых (нормально-влажных) условиях (кратность пены – 12, время перемешивания растворной части – 3 минуты, время перемешивания пенобетонной смеси – 0,5 минуты).

После твердения 3 суток образцы распалубливали и снова помещали в нормально-влажностные условия до возраста 28 суток; после этого они были разрезаны (по высоте) на стандартные кубы, с размером ребра 100 мм. Кроме определения прочности на сжатие и средней плотности бетона была проверена однородность данных показателей для образцов-кубов, из разных частей по высоте в 1000 мм исходного образца. Определяли среднеквадратическое отклонение S и коэффициент вариации v , как для отдельной “конструкции”.

В результате исследований установили, что из двух оцениваемых пенообразователей обеспечить получение пенобетона марки по средней плотности D200, D300 может только протеиновый «Laston». С его использованием прочность на сжатие (при примерно равных средних плотностях пенобетона для марок D400–D600) на 19–27% выше, чем у образцов на основе синтетического. Как отражение этого значения коэффициента вариации (изменчивости) свойств пенобетона v по прочности на сжатие и средней плотности, у образцов на основе белкового пенообразователя многократно ниже, чем для образцов на синтетическом «ПБ-2000». На этом основании для дальнейших исследований использовали белковый (протеиновый) пенообразователь «Laston». Следует отметить, что среднее значение плотностей пенобетона в высушенном состоянии вполне удовлетворительно совпадает с их расчетными значениями для образцов на пенообразователе «Laston». Диапазон отклонений, выраженный в процентах, составил для марки D200: $[(208-200):200] \times 100 = 4\%$, и для марки D600: $[(502-500):500] \times 100 = 0,4\%$, что свидетельствует о высокой степени достоверности применяемой методики расчета состава пенобетона. С другой стороны, это подтверждает качество пенообразователя «Laston» и соответствие примененной технологии приготовления пенобетона решаемым в исследованиях задачам, включая возможность разовой укладки слоя пенобетонной смеси высотой до 1000 мм.

Эффективность ускорителей схватывания и твердения. Незбежное замедление процессов гидратации, схватывания и начальной фазы структурообразования цементного теста в пенобетоне из-за «тормозящего» действия ПАВ пенообразователя может быть преодолено введением в состав пенобетона ускорителей твердения.

Среди химических добавок, ускоряющих твердение, а также «уплотняющих» структуру цементного бетона наиболее широко применяют, сульфат алюминия, сульфат натрия; хлористый кальций. Применение этих добавок характеризуется стабильностью эффекта, что обусловило широкое их использование в строительной практике [5] и в наших экспериментах. При их выполнении ускорители твердения растворяли в воде, затем вводили цемент; концентрацию добавки подбирали из расчета дозировки в 1 – 3% от массы цемента.

Влияние вида и количества вводимой в смесь добавки на свойства пенобетонной смеси и затвердевшего пенобетона оценивали по двум показателям:

- устойчивости к осадке по высоте массива из укладываемой за один прием пенобетонной смеси при твердении в течении 24 часов;
- изменения прочности на сжатие в возрасте 3, 7 и 28 суток.

На исходных образцах высотой 1000 мм и сечением 100×100 мм оценивали фактические изменения высоты «массива» в возрасте 24 часов. Для оценки изменений прочности использовали стандартные образцы (по 6 штук) размерами 100×100×100 мм, отобранные из средней части по высоте исходных образцов, изготовленных по составам, приведенным в таблице табл. 1 с применением двухстадийной технологии приготовления пенобетонной смеси и хранившихся до испытаний в камере нормально-влажностного твердения.

После выдерживания в течении 1 суток в нормально-влажностных условиях, измеряли фактическое изменение высоты исходного образца относительно первоначальных размеров (т. е. верха формы). Такой способ измерения не является стандартным, однако он фактически имитирует осадку пенобетона в массивных конструкциях с позиций оценки его стабильности, т. е. способности сохранять первоначальную высоту уложенного за один прием слоя пенобетонной смеси. Результаты испытаний приведены в виде гистограммы рис 1.

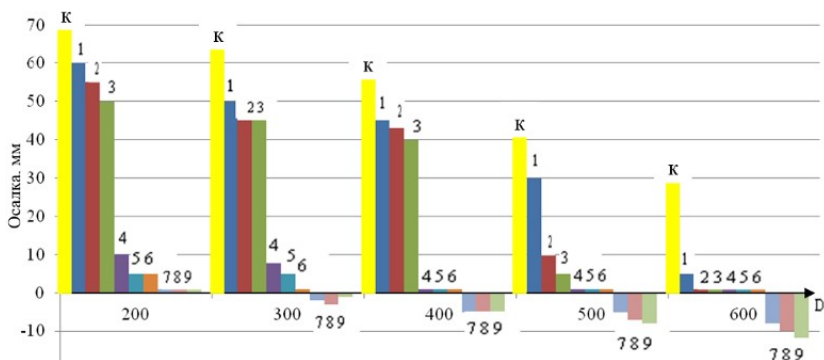


Рис. 1. Зависимость величины осадки пенобетона от вида и расхода добавки ускорителя твердения в % от массы цемента (МЦ) для различных марок по средней плотности (D). 1 – 1,0% Na_2SO_4 ; 2 – 2,0% Na_2SO_4 ; 3 – 3,0% Na_2SO_4 ; 4 – 1,0% $CaCl_2$; 5 – 2,0% $CaCl_2$; 6 – 3,0% $CaCl_2$; 7 – 1,0% $Al_2(SO_4)_3$; 8 – 1,0% $Al_2(SO_4)_3$; 9 – 1,0% $Al_2(SO_4)_3$; к – контрольный состав без добавок.

Очевидно, что наибольшую эффективность, с позиций снижения осадки в первые сутки твердения, показали образцы, содержащие $Al_2(SO_4)_3$. Более того, в них наблюдали незначительное увеличение высоты слоя пенобетона: большее с увеличением расхода добавки, особенно для образцов большой ($D500 \times D600$) средней плотности. Причина этого явления, на наш взгляд, заключается в развитии реакций вещества $Al_2(SO_4)_3$ с гипсовой составляющей цемента в водной среде с образованием крупных кристаллогидратов этрингита. Их объем превышает объем исходных веществ, что способствует расширению и увеличению объема твердеющего цементного камня, уплотнению и ускорению формирования его структуры.

Изложенное подтверждают результаты оценки изменений температуры (термопары помещали на глубину 300 мм в отформованную смесь) пенобетона в начальный (в течении первых 24 часов) период твердения. В образцах с применением Na_2SO_4 наблюдали рост температуры на 2–3°C (относительно бетона контрольных образцов); для добавки $CaCl_2$ рост температуры был более высок и составил 4–5 °C; в случаях применения $Al_2(SO_4)_3$ ~ 7 °C, отражая нарастающую активацию процесса гидратации цемента.

Из результатов эксперимента с добавками Na_2SO_4 и CaCl_2 следует, что из них большее влияние на величину осадки проявляла добавка CaCl_2 . Эффект по данному показателю от Na_2SO_4 оказался незначительным.

Для оценки изменений прочности из образцов затвердевшего пенобетона были изготовлены (нарезаны) образцы кубы (по 6 штук) и испытаны на сжатие в возрасте 3,7 и 28 суток нормально-влажностного твердения. Из результатов исследований добавок, ускоряющих твердение установлено, что все они способствуют росту прочности пенобетона, как в раннем возрасте (3,7 суток), так и в проектном возрасте (28 суток). При этом примерно равной эффективностью характеризуются добавки $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ и CaCl_2 и меньшей – Na_2SO_4 .

Анализ экспериментальных данных, относящихся к влиянию на прочность пенобетона дозировки оцениваемых добавок, показывает, что добавка Na_2SO_4 более эффективна в повышенной 3%-ой дозировке от МЦ; эффективность добавки $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ и CaCl_2 не увеличивается с повышением их дозировки более 1% от МЦ. В целом по результатам этих исследований можно сделать вывод, что индивидуальное использование ряда традиционных добавок способствует повышению темпа роста пластической прочности и схватывания пенобетонной смеси, ускоряет твердение пенобетона и способно снизить его осадку при твердении.

Апробация пластифицирующих добавок. Помимо исследований по выявлению оптимального типа пенообразователя и ускоряющих твердение добавок в пенобетоне проведено исследование влияния пластифицирующих добавок на свойства пенобетона. Целью введения пластифицирующих добавок в пенобетон является снижение его водотвердого отношения и ожидаемое повышение прочности. Для оценки их влияния на устойчивость пенобетонной смеси изготавливали (в разборных формах) образцы размерами $100 \times 100 \times 1000$ мм с формованием за один прием слоем в 1000 мм. В исследованиях использовался пенобетон составов по табл. 1. Отличие состояло в дозировке воды для составов с пластификаторами. При этом ориентировались на консистенцию пенобетонной смеси, которая рекомендована в, как оптимальная подвижность для разных марок пенобетона по средней плотности.

Для достижения требуемой консистенции по диаметру расплыва в составах с пластификаторами уменьшили содержание воды затворения при их оптимальном расходе, рекомендованном производителем пластификатора. В исследованиях оценивали эффективность двух видов пластификаторов, имеющих разные основы:

- суперпластификатор «Стахемент-2010» (на поликарбоксилатных смолах) в дозировке 0,2% от массы цемента;
- суперпластификатора «С-3» (на нафталинформольдегидных смолах) – в дозировке 2,0% от массы цемента.

В итоге, при приготовлении пенобетонных смесей была обеспечена равная подвижность всех составов «по Суттарду» с уменьшением В/Т отношения на 16–25% (как для добавки «С-3», так и для «Стахемент-2010»), по сравнению с контрольным составом (без пластифицирующих добавок).

Анализируя полученные результаты можно сделать вывод, что введение пластифицирующих добавок в пенобетонную смесь низких (D200 и D300) марок по средней плотности приводит к повышенной их осадке. Если же снижать далее водотвердое отношение за счет пластификатора и уменьшать подвижность смеси (распływ «по Суттарду»), то это вызовет рост средней плотности и не обеспечит соответствие требуемой марке пенобетона по этому показателю.

С увеличением средней плотности пенобетона до марки D500 пластификатор «Стахемент-2010» обеспечил незначительное увеличение прочности на сжатие на 0,5–4,9%; в образцах пенобетона с суперпластификатором «С-3» роста прочности (на сжатие) не наблюдалось.

Результаты эксперимента показали, что с позиций повышения качественных характеристик пенобетона применение пластифицирующих добавок не целесообразно. На наш взгляд, причина их неэффективности заключается в том, что вещество этих добавок, по существу, является поверхностно-активным и, при введении в состав, его действие дополняет действие ПАВ пенообразующего компонента. Их совместное действие на систему «цемент-вода» приводит к резкому торможению процесса гидратации вяжущего и понижению темпа роста пластической прочности цементного теста на начальном этапе структурообразования перегородок между воздушными ячейками, а затем при формировании кристаллогидратной структуры твердеющего цементного камня. Этот отрицательный

эффект, как показали результаты данного эксперимента, не «перекрывает» планировавшийся положительный эффект в пенобетоне от снижения его водотвердого отношения.

Заключение. На основании результатов проведенных экспериментальных исследований, можно сделать следующие выводы.

Из приведенных веществ-пенообразователей создание однородной ячеистой структуры пенобетона обеспечил пенообразователь белкового происхождения, позволяющий получать пену наибольшей стойкостью к «осадке» и, тем самым, обеспечивал однородность пенобетона по высоте слоя.

Выявлена эффективность в пенобетоне неорганических добавок Al_2SO_4 и $CaCl_2$ и их оптимальные дозировка, позволяющие минимизировать усадку и повысить прочность пенобетона как в раннем (до 7 суток), так и в проектном (28 суток) возрасте.

Установлена незначительная эффективность использования пластифицирующих добавок в пенобетоне низких марок по средней плотности (D200–D300), выразившаяся в росте до 5% его прочности на сжатие; В пенобетоне более высоких марок (D400–D500) этого эффекта не обнаружено.

Определено, что совокупностью эффективного пенообразователя и ускоряющих схватывание и твердение цемента добавок обеспечивается получение пенобетона марок D200-D500 с пониженной (компенсированной) усадкой, что позволяет вести работы по его укладке в построечных условиях и при изготовлении сборных изделий высотой более 1 м единовременного формируемых слоев.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тихомиров, В.Н. Пены. Теория и практика их получения и разрушения / В.Н. Тихомиров. – М.: Химия, 1983. – 264с.
2. Ребиндер, П.А. Физико-химия моющего действия / П.А. Ребиндер. – М.: Пищепромиздат, 1935. – 230 с.
3. Кругляков, П.М. Пена и пенные пленки / П.М. Кругляков, Д.Р. Ексерова // М.: Химия, 1990. – 630с.
4. Киселев, Д.П. Поризованные легкие бетоны / Д.П.Киселев, А.А. Кудрявцев // Стройиздат: Москва – 1966г, 81 с
5. СТБ 1112-98. Добавки для бетонов. Общие технические условия. – Введ. 01.01.1999. – Мн: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1998. – 23 с.

СТЕНОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ НА ОСНОВЕ ФОСФОГИПСА-ДИГИДРАТА

ПОВИДАЙКО В. Г., ЮХНЕВСКИЙ П. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Возможность использования фосфогипсовых отходов в производстве гипсовых вяжущих веществ и изделий на их основе изучалась многими отечественными и зарубежными исследователями. Имеется значительный практический опыт производства строительных материалов на основе фосфогипса в таких странах, как Япония, Германия, Российская Федерация и др. Тем не менее, степень переработки фосфогипсовых отходов во всем мире остается низкой. Обусловлено это экономическими и техническими причинами. Использование фосфогипсовых отходов в качестве вторичного сырья взамен природного гипса требует, как правило, введения в технологический процесс дополнительных трудоемких операций по отмывке и нейтрализации отходов, использования дорогостоящего оборудования (репульпаторов, вакуум-фильтров). При этом возникает необходимость решения экологических проблем по очистке сточных вод, образующихся при отмывке фосфогипса. В этой связи, производство гипсовых вяжущих и изделий из фосфогипсовых отходов является более затратным. Готовые фосфогипсовые изделия имеют более высокую себестоимость по сравнению с изделиями из природного сырья и не могут с ними конкурировать. Перспективными могут быть технологии, в которых минимизированы затраты на энергоемкие и дорогостоящие операции обжига, отмывки и нейтрализации.

Впервые возможность получения безобжиговых гипсовых материалов изучалась в 1919 году П.П. Будниковым. Им было предложено измельчать гипс до высокой дисперсности и вводить катализаторы твердения. Однако, такие материалы имеют невысокую прочность и низкую водостойкость.

Ермакова Г.А. [1] предложила получать водостойкий бетон на основе необожженного фосфогипса следующим образом. Фосфогипс смешивают с известью и активной минеральной добавкой, что обеспечивает гидравлическое твердение трехкомпонентной системы и возможность применения ее для производства стеновых материалов. Ускорение твердения фосфогипсовых изделий достигается сушкой при температуре 80–120 °С, что одновременно решает задачу доведения влажности изделий до санитарно-гигиенических норм. Твердение трехкомпонентной системы основано на взаимодействии гидроксида кальция с активными минеральными добавками (трепелы, опоки, золы, горелые породы и др.) с образованием гидросиликатов, гидроалюминатов и других веществ, дающих прочные структуры. В эти процессы частично вовлекается и фосфогипс. Вредные примеси в фосфогипсе (серная и фосфорная кислоты, фтористые соединения) взаимодействуют с известью, переходя в нерастворимые вещества, становятся безвредными. Недостаток указанной технологии состоит в том, что в технологическом процессе присутствует сушка изделий при 80–120 °С, что связано с дополнительными энергозатратами и удорожанием продукции.

Юнусова С.С. [3] предложила изготавливать композиционные стеновые материалы и изделия на основе фосфогипса-дигидрата, гипсового вяжущего вещества и нейтрализующей добавки способом полусухого прессования. Для получения стеновых изделий рекомендовано два оптимальных состава сырьевых смесей, содержащих (% по массе): 1) фосфогипс-дигидрат – 78, гипсовое вяжущее – 20, известь – 2; 2) фосфогипс-дигидрат – 65, гипсовое вяжущее – 20, ТОС – 15. Изготавливать изделия предлагается с использованием оборудования, применяемого в производстве силикатного или керамического кирпича при давлении прессования 20 МПа и более.

Недостаток указанной технологии изготовления стеновых материалов на основе фосфогипса с добавлением гипсового вяжущего состоит в том, что получаемые изделия имеют низкую водостойкость. Добавление в сырьевую смесь гипсового вяжущего и полусухое прессование повышает прочность готовых изделий, но при этом водостойкость их остается низкой, поскольку гипсовое вяжущее относится к воздушным вяжущим веществам и не позволяет улучшить гидравлические свойства материала.

В НИИЛ БиСМ БНТУ проведены исследования по разработке композиций и технологии производства безобжиговых стеновых материалов (стеновых камней, кирпича) на основе фосфогипс-дигидрата. Цель исследований состояла в разработке энергосберегающей технологии, в которой частично или полностью исключаются такие дорогостоящие и трудоемкие технологические операции, как обжиг, сушка, отмывка фосфогипса. При этом необходимо было получить достаточно прочные и экологически чистые фосфогипсовые стеновые материалы.

На первом этапе необходимо было решить вопрос нейтрализации фосфогипсовых отходов. Одной из наиболее эффективных нейтрализующих добавок в производстве композиционных фосфогипсовых стеновых материалов является гашеная известь. В процессе нейтрализации фосфогипсовых отходов известь связывает остатки ортофосфорной кислоты и соединений фтора в труднорастворимые соединения. Образуются сокристаллизованные ортофосфаты кальция, фтористый кальций. Благодаря применению способа механоактивации фосфогипсовых композиционных материалов процесс нейтрализации протекает более эффективно и полно. При введении в фосфогипсовые композиции 2–3 % извести вредные примеси связываются и практически не могут оказывать вредное воздействие на окружающую среду и здоровье людей, что подтверждается санитарно-гигиеническими исследованиями.

Для повышения водостойкости и прочности композиционного материала на основе фосфогипса в сырьевую смесь вводили добавку портландцемента. Однако, в сочетании с известью в композиционных фосфогипсовых материалах с добавками цемента или шлака могут возникать саморазрушающие системы с образованием этрингита. Кроме того, известь является воздушным вяжущим веществом, существенно снижающим водостойкость и морозостойкость фосфогипсовых композиций. В этой связи, возникает необходимость получения долговечных композиционных материалов, в которых исключается или снижается вероятность образования саморазрушающихся новообразований. А.В. Волженским, А.В. Феронской [4] разработаны устойчивые композиции на основе гипсоцементно-пуццолановых вяжущих веществ, в которых в качестве активных минеральных добавок используются трепел, опока, диатомит.

В Республике Беларусь отсутствуют указанные активные минеральные добавки. Доставка сырьевых многотоннажных добавок из Российской Федерации делает их применение в Беларуси экономически нецелесообразным из-за высоких транспортных затрат. В результате проведенных исследований разработаны композиции и способ получения устойчивых вяжущих систем на основе фосфогипса с добавкой портландцемента или шлака.

В целях гомогенизации и повышения активности фосфогипсового композиционного материала сырьевая смесь после предварительной нейтрализации подвергалась механоактивации в дисковых или цилиндрических истирающих устройствах. Благодаря механоактивации модифицирующие малые добавки равномерно распределяются по всему объему фосфогипсовой композиции и способствуют улучшению физико-механических свойств материала при минимальной дозировке добавок. В качестве исходного сырья в исследованиях использовали фосфогипс-дигидрат ОАО «Гомельский химический завод», портландцемент ПЦ 500 Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы» и модифицирующие добавки. Формование фосфогипсовых композиционных материалов осуществляли двумя способами: вибрационным формованием и фильтрационным прессованием. Образцы, изготовленные вибрационным формованием, имеют предел прочности при сжатии 5,0–7,8 МПа, среднюю плотность – 1070–1190 кг/м³, морозостойкость – более 25 циклов. Прессованные образцы имеют предел прочности при сжатии – 9,5–12,0 МПа, среднюю плотность – 1570–1700 кг/м³. На основе разработанных фосфогипсовых композиций рекомендуется изготавливать мелкоштучные стеновые материалы (камни, кирпич) для малоэтажного строительства.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ермакова Г.А. Водостойкий бетон на основе необожженного фосфогипса. Диссертация на соискание ученой степени к. т. н. М.: 1988.
2. Колев Н.А. Получение строительных материалов и изделий путем механо-химической активации фосфогипса. Диссертация на соискание ученой степени к. т. н. Ленинград: 1989.

3. Юнусова С.С. Композиционные стеновые материалы и изделия на основе фосфогипса, получаемые способом полусухого прессования. Диссертация на соискание ученой степени к. т. н. Уфа: 2004.

4. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества: Учеб. Для вузов. – 4-е изд., перераб. И доп. – М.: Стройиздат, 1986.

УДК 691.327:666.923

АНАЛИЗ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МИНЕРАЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИЙ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

¹ПОЛЕЙКО Н. Л., ¹ЛЕОНОВИЧ С. Н., ²ЖУРАВСКИЙ С. В.

¹Белорусский национальный технический университет

²ЧП «Кальматрон-М»

Минск, Беларусь

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

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

Виды защитных покрытий. Вопросы защиты регламентируются рядом нормативных документов, и если на территории России – действуют СНиП 2.03.11-85 [1], Изменения №1 к СНиП 2.03.11-85, СНиП 3.04.03-85 [2], а также введенный европейский стандарт EN 1504, то в Республике Беларусь нормативная база обновлена

более существенно: ТКП 45-2.01-111–2008 [3], ТКП 45-5.03-33–2006 [4], СТБ EN 1504–2009.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Материалы на основе минеральных композиций. Материалов на основе минеральных вяжущих с минеральными компонентами существенно меньше, и представлены они значительно хуже [8], [17] (хотя торговых марок достаточно много), несмотря на наиболее известных и распространенных) появилась в Дании еще в начале 50-х годов 20-го века. Фирма VANDEX первой получила

одноименный материал, позже на базе этой разработки появились пенетрирующие системы под названиями THORO, PENETRON (США), ХУРЕХ (США, Канада), DRIZORO (Италия) и др. В СССР в 80-х годах проводились исследования, результатом которых стало появление материалов КАЛЬМАТРОН, АКВАТРОН, позже КОРАЛЛ, ЛАХТА, ГИДРОХИТ и т.д.

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

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

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

- Группа WASCON предлагала сухие строительные и гидроизоляционные смеси: WASCON MSI, WASCON MS2; WASCON MF3, WASCON MP4 и WASCON MP6 (гидропломба).

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

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

- Торгово-строительная компания «ТРИГЛАВ» предлагала следующие составы, производимые в Словении фирмой «КЕМА»: НИДРОКИТ; НИДРОЗАТ; НИДРОТЕС 94 и КАЛЬМАТРОН.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1. Адгезия;
2. Диффузионная проницаемость для жидкости и газа;
3. Химическая стойкость;
4. Трещиностойкость;
5. Морозостойкость;
6. Водонепроницаемость.

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

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

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

Лучше всего описаны характеристики составов линейки «Кальматрон» (публикации научных и научно-практических результатов исследований коллективов и отдельных авторов. Также можно ознакомиться с некоторыми результатами исследований по составу «Герсмесь», «Лахта» и с обзорной статьей общего представления о составе «Пенетрон Адмикс».

Критериями для сравнения характеристик следует принять основные свойства материалов:

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

Полученные результаты представлены в табл. 1.

Таблица

Результаты сравнительных характеристик
минеральных составов проникающего действия

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

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

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

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

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

Заключение. По результатам можно сделать выводы:

При срочных ремонтных работах целесообразнее использовать «Кальматрон», «Гидротэкс», «Герсмесь»;

Наиболее высокое сцепление с бетонной поверхностью зафиксировано у составов «Гидротэкс», «Кальматрон», «Герсмесь», «Эттрилат»;

Морозостойкость практически у всех составов одинаковы (выдерживают до 300 циклов попеременного замораживания-оттаивания);

С позиции водонепроницаемости наилучшими в порядке убывания являются: «Кальматрон», «Эттрилат», «Гидро S», «Лахта»;

Расход материала составов (в порядке возрастания от наиболее экономных) «Лахта», «Пететрон», «Кальматрон».

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

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

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. – Введ.01.01.1986 – М:Госстрой СССР, 1985. – 55 с.
2. СНиП 3.04.03-85 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. – Введ.01.01.1986 – М: Госстрой СССР, 1985. – 21 с.
3. Защита строительных конструкций от коррозии. Правила проектирования: ТКП 2.01-111-2008 – Введ.01.01.09 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 130 с.
4. Антикоррозионные покрытия строительных конструкций зданий и сооружений. Правила устройства: ТКП 5.09-33-2006 – Введ.03.03.06 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006. – 21 с.
5. Изделия и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Определения, требования, контроль качества и оценка соответствия. Часть 2. Системы защитных покрытий для бетона: СТБ EN 1504-2-2009 – Введ.01.01.2010 – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2009 – 123 с.
6. Большаков, Э.Л. Сухие смеси для бетонов с повышенной водонепроницаемостью // Строительные материалы. – 1998. – №11. – С. 123-124.
7. Терехина, Г.С. Эффективные материалы отечественного производства для вторичной защиты железобетонных конструкций // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2009. №8. – С.8-10.

8. Железобетон в XXI веке: состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Госстрой России; НИИЖБ. – Москва: Готика, 2001. – 684 с.

9. Вавренюк, С.В. Эффективные защитные покрытия, модифицированные полимерами: дис. ... д-ра техн. Наук: 05.23.05 / С. В. Вавренюк. – Москва, 2006. – 241 с.

10. Зайцев, Г.Е. Новые составы и системы для защиты бетонных конструкций / Г.Е. Зайцев [и др.] / Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы междунар. Конференции, Санкт-Петербург, 2007. – С. 344-347.

УДК 620.179.12

О «НАДЕЖНОСТИ» ГРАДУИРОВОЧНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ СКЛЕРОМЕТРИЧЕСКИХ НЕРАЗРУШАЮЩИХ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

СНЕЖКОВ Д. Ю., ВИТУШКО Т. В., ХАЛЕВО И. А.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Практика использования неразрушающего контроля прочности бетона в натуральных условиях показывает, что результат таких испытаний далеко не всегда соответствует данным экспертных методов, в частности, – метода отрыва со скалыванием и метода испытаний отобранных образцов-кернов. Ошибка может достигать 25–40%. Основная причина этого заключается не в отсутствии у пользователя так называемых «надежных» градуировочных зависимостей, связывающих косвенный параметр метода испытаний с прочностью бетона, а в принципиальной невозможности получить такие зависимости, не учитывая множество влияющих факторов имеющих место на строительной площадке: вариации состава бетона, условий транспортирования бетонной смеси и её укладки, температурных и влажностных условий твердения бетона, степени карбонизации и др.. Зачастую процедуру построения градуировочной зависимости, не позволяющей выполнить требования этих же нормативов по критерию статистической надежности. Стабильнее качество бетонной

смеси и, соответственно, ниже значение коэффициента вариации прочности бетона образцов, тем труднее обеспечиваются условия статистической устойчивости построенной градуировочной зависимости того или иного косвенного метода испытаний.

На рис.1. приведены частные градуировочные зависимости методов упругого отскока и ударного импульса, построенные в соответствии с требованиями СТБ 2264 [3] и ГОСТ 22690–2015 [1]. Используются данные испытаний 15 образцов из бетона проектного класса С35/45 в возрасте 46 суток, твердевших в нормальных температурно-влажностных условиях. Данные прессовых испытаний подтвердили проектный класс бетона по прочности, коэффициент вариации прочности составил 6,2% при среднем значении прочности – 59,3 МПа.

В таблице 1 приведены основные параметры градуировочных зависимостей

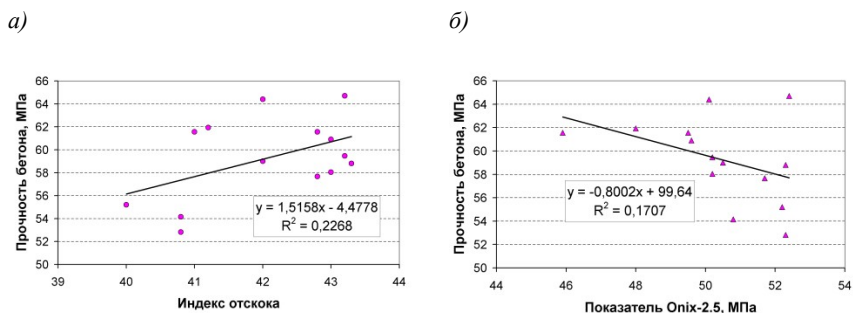


Рис. 1. Градуировочные зависимости:
a – метода упругого отскока; *б* – метода ударного импульса

Таблица 1

Параметры градуировочных зависимостей

Метод, прибор	a_1	s_{a1}	a_0	s_{a0}	S_t	r^2	r	F
Упр.отск., ОМШ-1	1,52	0,84	-4,42	35	3,4	0,23	0,48	3,22
Ударн. импульса, Оникс-2.5	-0,80	0,53	99,3	26,8	3,5	0,17	-0,41	2,26

a_1, a_0 – коэффициенты градуировочной зависимости вида $f_{c,H} = a_1 \cdot H + a_0$;

$f_{c,H}$ – прочность бетона по результатам косвенного метода испытаний;

s_{a1}, s_{a0} – среднее квадратическое отклонение коэффициентов a_1, a_0 , соответственно;

H – косвенный параметр;

r – коэффициент корреляции оценок прочности по результатам прессовых испытаний и косвенного метода с данной градуировочной зависимостью.

Остаточное среднее квадратическое отклонение S_t для линейной зависимости рассчитывается по формуле

$$S_t = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{c,i} - f_{c,i,H})^2}{n-2}}, \quad (1)$$

где $f_{c,i}$ – прочность бетона по данным прессовых испытаний;
 $f_{c,i,H}$ – прочность бетона по градуировочной зависимости данного косвенного метода испытаний;

При средней прочности образцов $f_{cm} = 59,3$ МПа, по условию

$$\frac{|f_{ci,H} - f_{ci}|}{S_t} \leq 2, \quad (2)$$

полученные данные не потребовали коррекции. По условию

$$\frac{S_t}{f_{c,m}} \leq 0,15, \quad (3)$$

зависимости удовлетворяют требованиям п.6.1.6 ГОСТ 22690 [1] и п.6.15 СТБ 2264 [3]. В то же время по коэффициенту корреляции r ни одна из зависимостей не удовлетворяет требованиям ГОСТ 22690 ($r \geq 0,7$). Соответственно, указанные зависимости не являются значимыми и по критерию Фишера. Это значит, что полученные градуировочные зависимости нельзя считать «надежными», хотя построены в полном соответствии с требованиями действующих нормативов. Заметим, что коэффициент a_1 для зависимости метода ударного импульса получился отрицательным, что противоречит физическому принципу метода. Тем не менее, в отличие от ГОСТ 22690 [1] стандарт СТБ 2264 [3] разрешает использование полученных зависимостей для определения прочности бетона в конструкциях.

Одним из путей повышения точности оценки прочности бетона неразрушающими методами является введение в градуировочные зависимости дополнительных параметров, характеризующие указанные выше факторы погрешности, например, влажность бетона. В то же время ввести количественную оценку качества уплотнения бетона или вариации его состава в условиях строительной площадки затруднительно. Но поскольку вариация качества уплотнения

бетона и его состава проявит себя в изменении соотношения между параметрами упругости и прочности, то можно предположить, что методы, имеющие разную чувствительность к параметрам упругости и прочности бетона, дадут разные оценки прочности. Рассматривая косвенный параметр H_i каждого из объединяемых неразрушающих методов, как функцию F_i нескольких параметров бетона, например, – прочности f_c^* , модуля упругости E_c^* и влажности W , можем записать систему двух уравнений с соответствующим количеством неизвестных f_c и E_c .

$$\begin{aligned} H_1 &= F_1(f_c^*, E_c^*, W); \\ H_2 &= F_2(f_c^*, E_c^*, W). \end{aligned} \quad (4)$$

Систему уравнений (2) для двух методов испытаний можно преобразовать в следующую форму

$$\begin{aligned} f_c^* &= \Psi(H_1, H_2, W); \\ E_c^* &= \Omega(H_1, H_2, W). \end{aligned} \quad (5)$$

Каждое уравнение полученной системы представляет собой трехпараметровую градуировочную зависимость для расчета прочности f_c^* и модуля упругости E_c^* бетона. Таким образом, объединение двух физически различающихся методов испытаний теоретически позволит не только повысить точность оценки прочности бетона, но и улучшить информативность – дополнительно получить оценку его упругости.

Присутствие в уравнениях (1) и (2) параметра влажности W , на первый взгляд, не является оправданным с физической точки зрения, поскольку его размерность не координируется с размерностью механического напряжения. В то же время, присутствие свободной воды в пористой структуре цементного камня (и бетона в целом) проявляет себя изменением динамической вязкости бетона, которая является третьей характеристикой бетона, отражающей его реакцию на динамическое механическое воздействие индентора, наряду с прочностью и упругостью. Введение параметра влажности частично компенсирует влияние динамической вязкости бетона на косвенные параметры индентирования - H_1 и H_2 и, тем самым, «приближает»

по своей реологической модели динамический процесс индентирования к квазистатическому процессу прессовых испытаний.

Для экспериментальной проверки данной гипотезы была выполнена серия испытаний 20 образцов-кубов бетона проектного класса по прочности С30/37. Использовались два косвенных неразрушающих метода – метод упругого отскока, метод ударного импульса, и метод испытания образцов по ГОСТ 10180. Дополнительно измерялись масса образцов. Влажность бетона W контролировалась диэлькометрически методом по ГОСТ 21718-84 (прибор МГ-4Б). По приведенным данным выполнено построение стандартных – по СТБ 2264 – линейных градуировочных зависимостей, и экспериментальных 2-3-х параметровых градуировочных зависимостей. В таблице 3 приведены основные параметры зависимостей.

Введение в зависимости параметра влажности (зависимости №3 и №4) подтвердило справедливость сформулированной выше гипотезы: остаточное среднее квадратическое отклонение S_t уменьшилось на 10%..16%, а коэффициент корреляции для обеих зависимостей превысил минимальное пороговое значение 0,7 (по ГОСТ 22690-2015).

Таблица 3

Параметры градуировочных зависимостей

№	Градуировочная зависимость	S_t	r^2	r	F
1	$f_c^* = 1,08 \cdot I + 3,8$	4,24	0,32	0,57	8,55
2	$f_c^* = 0,76 \cdot f_{c,оник} + 15,8$	3,95	0,41	0,62	12,6
3	$f_c^* = 0,55 \cdot I + 4,81 \cdot W + 3,1$	3,76	0,49	0,71	8,4
4	$f_c^* = 0,46 \cdot f_{c,оник} + 4,18 \cdot W + 9,3$	3,60	0,54	0,73	9,96
5	$f_c^* = 0,561 \cdot f_{c,оник} + 0,560 \cdot I + 3,06$	3,86	0,47	0,69	6,7
6	$f_c^* = 0,384 \cdot f_{c,оник} + 0,324 \cdot I + 3,64 \cdot W + 2,77$	3,63	0,55	0,74	7,5

где r^2 – коэффициент детерминации; r – коэффициент корреляции;

I – индекс отскока; W – влажность бетона в %;

f_c^* – расчетная прочность бетона, по данным косвенного метода, МПа;

$f_{c,оник}$ – косвенный показатель прочности по прибору «Оникс-2.5» МПа;

S_t – остаточное среднее квадратическое отклонение градуировочной зависимости, МПа.

Объединение данных молотка Шмидта и прибора метода ударного импульса «Оникс» (см. зависимость № 5) несколько улучшило показатели градуировки, но уступило по этим же показателям зависимостям № 3 и № 4. В то же время, объединение данных этих двух методов с показателем влажности позволило получить максимальное значение коэффициента корреляции – 0,74 (см. зависимость № 6). Характерным явилось то, что стандартные зависимости (№ 1 и № 2) не удовлетворяют требованиям ГОСТ 22690–2015 по показателю коэффициента корреляции r и не могут быть использованы для контроля бетона. В то же время, все полученные зависимости оказались значимыми по критерию Фишера.

Разумеется, ожидать высокой эффективности и универсальности от объединения двух близких по физике измерительных процессов склерометрических методов не следует. Лучшую перспективу могут представлять собой метод динамического индентирования [4], а также ультразвуковой метод прохождения [6], которые обладая большей селективностью к параметрам упругости и прочности бетона, чем рассмотренная выше пара методов, потенциально смогут обеспечить лучшие метрологические показатели контроля бетона.

Отдельным является вопрос влияния неоднородности бетона по физико-механическим параметрам на результаты испытаний склерометрическими неразрушающими методами. В первую очередь это касается ситуации, когда показатели прочности и упругости поверхностного слоя бетона отличаются от показателей внутренних областей массива, например, при высушивании бетона в случае раннего распалубливания. При контроле конструкций, находившихся в длительной эксплуатации определяющим может оказаться эффект карбонизации. В этом случае параметры упругости и прочности могут заметно превышать их средние значения для массива. Актуальным этот вопрос является и при контроле бетонных изделий с упрочненным поверхностным слоем. В этом случае эффективным является объединение методов испытаний, использующих различный объем вовлеченного в испытательный процесс бетона [2, 5].

На рис. 2 приведены данные испытания бетонных полов, выполненных с упрочнением верхнего слоя механическим втиранием упрочняющего компонента. Бетонное основание пола (толщина ~5–7 см) выполнено из сталефибробетона проектного класса по прочности С25/30. Упрочнению подвергался верхний слой бетона

толщиной 3–5 мм. По данным ультразвуковых испытаний прочность бетонного массива соответствует значениям 34–45 МПа. Оценки прочности бетона склерометрическими методами испытаний различаются более чем в два раза, причем показания склерометра ОМШ-1, имеющего большую энергию удара, ближе к данным ультразвукового метода, но имеют значительный разброс – от 29 до 52 МПа, что, вероятно, связано с различием в толщине упрочненного слоя выбранных зон контроля бетонного. Оценки ударно-импульсного метода (ИПС-МГ4) достаточно ровные и соответствуют проектной прочности для упрочненного слоя – 62–69 МПа.

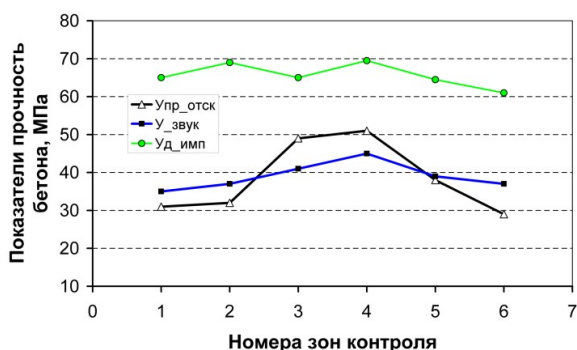


Рис. 2. Распределение оценок прочности бетонной плиты с упрочненным верхним слоем по данным неразрушающих методов испытаний

Такая картина распределения оценок прочности бетона для разных методов однозначно говорит о том, что в рассматриваемом случае ударно-импульсный метод, реализуемый прибором ИПС-МГ4, «принимает во внимание» прочность (твердость) верхнего упрочненного слоя. ОМШ-1, имеющий значительно бóльшую энергию удара, по сути, «проламывает» тонкий верхний твердый слой, за счет чего его оценка прочности снижается и приближается к значению прочности бетонной стяжки. Приведенные факты указывают на то, что оценка состояния бетона в конструкции каким-либо одним неразрушающим методом, без учета условий применения и «физики» процесса измерения не может быть объективной и достоверной.

Заключение. Для исследованных бетонов классов по прочности С30/37, С35/45 стандартные градуировочные зависимости методов упругого отскока и ударного импульса не смогли удовлетворить требования ГОСТ 22690 по показателю коэффициента корреляции.

Двухпараметровые градуировочные зависимости, включающие влажность бетона в качестве дополнительного параметра, позволили для всех экспериментальных серий образцов снизить остаточное среднее квадратическое отклонение градуировочной зависимости методов упругого отскока и ударного импульса на 10–16%, и устойчиво обеспечить минимально допустимое значение коэффициента корреляции $r = 0,7$ для исследованных составов бетона.

Разработанная методика построения двух- и трехпараметровых градуировочных зависимостей может быть рекомендована для включения в действующие нормативы, регламентирующие определение прочности бетона конструкций в построечных условиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690-2015. – М.: 2014. – 23 с.
2. Джонсон, К. Механика контактного взаимодействия / К. Джонсон – М.: «Мир», 1989. – 509 с.
3. Испытания бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012 – Введ. 01.01.2013. – Минск: Госстандарт, 2013. - 20 с.
4. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович - Минск: БНТУ, 2016. - 330 с.
5. Способ определения прочности бетона в конструкциях методом неразрушающего контроля: пат. № 20585 Респ. Беларусь, МПК G 01 N 33/38/ Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович; заявитель БНТУ (BY). - № а 20130687; заявл. 29.05.2013; опубл 09.08.2016 // Афiційны бюл./ Нац. центр iнтелектуал. уласнасцi. – 2016.- №6 (113). - С.111-112.
6. Pucinotti, R. The use of multiple combined non destructive testing in the concrete strenght assessent: applications on laboratory specimens / R. Pucinotti // [Electronic resource], 2003. - Mode of access: http://www.ndt.net/article/hsndtct2007/files/Pucinitti_Crisci_etat.pdf. - Date of access: 02.02.2016

УСТАНОВЛЕНИЕ ПЕРЕХОДНОГО КОЭФФИЦИЕНТА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ МЕТОДОМ УЛЬТРАЗВУКОВОГО ПРОЗВУЧИВАНИЯ

ФЕДОРОВИЧ П. Л., РЯБЧИКОВ П. В., ЯКИМОВИЧ В. Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Задачей исследований являлось установление переходного коэффициента для контроля прочности бетона в изделиях методом ультразвукового поверхностного прозвучивания, необходимого для использования непосредственно на производстве труб, где в силу особенностей прочность бетона изделий, как правило, отличается от прочности бетона в контрольных образцах.

Проведение испытаний. Были проверены три различных рабочих состава бетона для изготовления труб, предоставленных заводом изготовителем. Из каждого состава для ультразвукового прозвучивания изготавливались серии образцов-балочек (в каждой серии по 3 образца) размерами 100×100×400 мм с арматурой и образцы кубы 100×100×100 мм для определения фактической прочности бетона на сжатие. Прочность бетона определяли согласно ГОСТ 10180–2012 [1]. В качестве вяжущего использовался портландцемент М500 Д0 производства ОАО «Красносельскстройматериалы». Мелкий заполнитель: песок природный. Крупный заполнитель: гранитный щебень фракции 5–20 мм и 5–10 мм, производства РУПП «Гранит».

После изготовления образцы пропаривали по режиму, предоставленному производителем железобетонных изделий. На следующие сутки с каждого образца-балки были сняты показания ультразвукового прозвучивания [2], а затем определена прочность бетона разрушающим методом [1].

На следующем этапе работ, на заводе-изготовителе были получены данные по скорости ультразвука в изделиях и кубиковой прочности контрольных образцов бетона изделий.

По полученным результатам для каждого состава бетона была вычислена кубиковая прочность по зависимости (1). Полученные по данной зависимости (1) значения были соотнесены с прочностью бетона определенные по контрольным образцам бетона изделий. Коэффициент определяется как отношение вычисленной прочности по (1) к кубиковой прочности.

$$K=R_{завис}/R_{куб}. \quad (2)$$

Заключение. В выполненной работе была опробована методика неразрушающего контроля прочности бетона с помощью ультразвукового метода по зависимости «скорость ультразвукового импульса – прочность бетона» и применение этого метода в производственных условиях.

На производстве была выполнена апробация ультразвукового метода неразрушающего контроля прочности бетона при испытаниях труб виброгидропрессованных и труб радиального прессования, который показал увеличение переходных коэффициентов для разных составов.

Для состава 1 переходной коэффициент составил 1,20.

Для состава 2 переходной коэффициент составил 1,33.

Для состава 3 переходной коэффициент составил 1,14.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 10180–2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
2. ГОСТ 17624–2012 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ПРОИЗВОДСТВА КЕРАМЗИТОВОГО ГРАВИА

ШИРОКИЙ Г. Т., БОРТНИЦКАЯ М. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Целью любого производства является выпуск высококачественной продукции с наименьшими материальными затратами. Качество керамзитового гравия определяется многими показателями, в том числе и качеством сырцовых гранул. Качественными показателями сырцовых гранул являются плотность, однородность и коэффициент формы, который в идеальном случае может быть равен единице. Однако существующие способы гранулирования глинистого сырья не позволяют получать сырцовые гранулы такого формата. На кафедре «Технология бетона и строительные материалы» БНТУ совместно с ОАО «Завод керамзитового гравия» (г. Новолукомль) были проведены исследования по совершенствованию технологии гранулирования пастообразных материалов, в том числе и глинистого сырья для получения вспученного керамзитового гравия.

За основу производства сырцовых гранул был принят способ гранулирования вязко-пластичной глинистой массы с помощью шнека через головку экструдера с последующим разрезанием на отдельные цилиндрики-гранулы с помощью специального приспособления или дроблением материала. Размер гранул задается исходя из требуемой крупности керамзитового гравия и установленного для данного сырья коэффициента вспучивания и составляет, как правило, 5–10 мм. Однако такой способ ограничивает размеры гранул лишь по диаметру, но не по их длине, что не позволяет получать сырцовые гранулы сферической формы и требуемых размеров. Поэтому было предложено формовать сырцовые гранулы внутри такой же фильеры, но с помощью сжатого воздуха и разделять на гранулы в трубках из высокоэластичного материала.

Для этого та же фильера была выполнена из двух частей (внутренней и наружной), а между ними по периметру расположена

герметизирующая прокладка, которая создает и определяет ширину воздушной полости (камеры) в фильере. Соединение частей фильеры было выполнено болтами. Камера с помощью клапана и трубопровода соединяется с источником сжатого воздуха (компрессором). В каждое отверстие фильеры вставляются гильзы, состоящие из наружных и внутренних втулок и заключенной между ними трубки из высокоэластичного материала. Расстояние между втулками по длине гильзы должно соответствовать диаметру формируемых жгутов.

Гранулируемая масса прессующим органом шнека подается к фильере и продавливается через отверстия в виде жгутов по обычной схеме. При их подходе к концу отверстий в воздушную камеру через клапан периодически подается сжатый воздух. В результате в камере создается избыточное давление воздуха по величине несколько превышающее давление, с которым продавливаются жгуты. Экспериментально было установлено, что в зависимости от реологических характеристик гранулируемой массы и размеров жгутов создаваемое давление должно быть в пределах 1,0–2,5 МПа.

Под действием избыточного давления эластичные трубки в зоне воздушной полости сжимаются и передавливают жгуты, образуя отдельные гранулы. Поверхность образующихся гранул в местах передавливания жгутов, как и по всей их длине, получается гладкой и имеет плотную сферическую форму. В момент передавливания жгутов движение последних приостанавливается, а постоянно действующее давление, создаваемое компрессором и шнеком с обеих сторон, уплотняет их. После передавливания жгутов и образования гранул давление в камере понижается, и эластичные трубки восстанавливают свою первоначальную форму.

Частота периодического поступления сжатого воздуха в камеру зависит от скорости продавливания жгутов и соответствует возможности получения гранул, длина которых будет равна их диаметру. Далее под действием давления, создаваемого прессующим органом шнека, жгуты продавливаются вдоль отверстия и выталкивают гранулы за пределы фильеры и процесс повторяется в автоматическом режиме.

Таким образом, размещение воздушной камеры внутри фильеры и разделение жгутов из глинистой массы на гранулы, путем передавливания их при движении через трубки из эластичного материала, позволяет получать в плоскости разделения сферическую

поверхность гранул, а подбирая частоту пульсации давления воздуха в соответствии со скоростью движения гранулируемой массы в фильере, сырцовые гранулы – практически шаровидной формы. Кроме того, получаемые сырцовые гранулы имеют повышенную плотность, однородность, а, следовательно, и качество выпускаемого керамзита. Проведенные лабораторные испытания полностью подтвердили высокое качество получаемых сырцовых гранул.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. А. с. 1502318 (СССР). Гранулирующий шнековый пресс / Г. Т. Широкий и др. // Бюл. изобр. – 1989. – №31.
2. Классен П. В., Гришаев И. Г. Основы техники гранулирования. М., 1982. – 272 с
3. Патрикеева Н. И. Состояние техники гранулирования в зарубежной химической промышленности / Химическая промышленность за рубежом, 1973. №7. С. 48-61
4. Севастьянов М. В. Технологические способы и агрегаты для экструдирования материалов / Материалы межвузовского сборника статей. Белгород: Изд. БГТУ им. В. Г. Шухова, 2003. – С. 219-224.
5. Широкий Г. Т. Новые подходы в гранулировании пастообразных материалов, ж-л «Архитектура и строительство» - 1995, № 1.

УДК 691.17

НАНОТЕХНОЛОГИИ В МАТЕРИАЛОВЕДЕНИИ БЕТОНОВ

ЮХНЕВСКИЙ П. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Нынешнее время можно назвать «эпохой нанотехнологий». Последние широко применяются в различных областях науки и техники, в том числе при производстве бетонов с заданными свойствами. Нанотехнология – это совокупность методов производства материалов с заданной атомарной структурой путем манипулирования атомами и молекулами. С помощью нанотехнологий получают частицы вещества и создают устройства, размер которых составляет 1–100 нм.

По рекомендации IUPAC (международного союза чистой и прикладной химии) за «нанокритерий» принимают величину 100 нм. Нанотехнологии базируются на новых, ранее не известных свойствах и функциональных возможностях материальных систем, определяемых особенностями процессов переноса и перераспределения зарядов, энергии и массы при наноструктурировании. Как отмечается в работе [1], в отличие от обычных технологий, нанотехнология характеризуется повышенной «научемкостью» и затратностью, в ней мала вероятность решения задач методом «проб и ошибок», который традиционно используется в прикладных разработках. Поэтому путь от лаборатории к наноиндустрии несомненно более сложен, чем при промышленном создании обычных продуктов.

Существуют два подхода в реализации нанотехнологий: 1) подход «сверху вниз», когда макроструктура уменьшается до наноразмера с сохранением ее начальных свойств; 2) подход «снизу вверх», когда материал строится из атомов или молекулярных комплексов путем процесса сборки и самосборки [2].

Бетон – это композиционный многофазный материал, состоящий из заполнителей и различных добавок, скрепленных затвердевшим вяжущим, которое в свою очередь является наноматериалом. Из-за сложности реакций в цементных материалах разработка теории твердения в значительной степени базируется на макроуровне и эмпирическом подходе. На наноуровне (подход «снизу вверх») бетон может быть разработан путем внедрения наноразмерных блоков или добавок, прививки молекул для добавления новых свойств и управления структурой материала. При этом свойства и процессы на наноуровне определяют взаимодействия между частицами и фазами на микроуровне, а также определяют его технические характеристики на стадии эксплуатации (макроуровень). В свою очередь, подход «сверху вниз» основан на определении характеристик нано- и микроструктуры материала на основе цемента с применением передовой техники и моделирования на молекулярном уровне. Это позволяет понять влияние данной структуры на свойства материала на макроуровне.

Достижения в области определения характеристик наноразмерной структуры материалов на основе цемента и компьютерное моделирование обеспечили ученых и практиков новыми перспективными инструментами для лучшего понимания и изучения структуры

бетона, направленного изменения его технических характеристик. Развитие приборной базы сделало возможным изучение строения бетона на наноуровне и измерение его физических, химических и механических свойств для отдельных нанофаз. Одним из важных инструментов исследования структуры поверхности гидратированных фаз цемента, изменений в их морфологии является атомно-силовая микроскопия (АСМ). Наблюдения с помощью АСМ за ростом С-S-H в процессе гидратации зерен алита показали, что гель С-S-H представляет собой агломерацию скоплений частиц размерами $60 \times 30 \times 5 \text{ нм}^2$, а силы, действующие между поверхностями С-S-H, являются электростатическими [3, 4].

Наноиндентирование сделало возможным измерение локальных механических свойств компонентов гидратированного цемента в нанодиапазоне и позволило по-новому взглянуть на проблему существования граничной переходной зоны вокруг частиц заполнителей [5]. Использование метода ядерного магнитного резонанса (ЯМР) сыграло важную роль в разработке модели структуры С-S-H [6]. Анализ резонансных ядерных реакций позволил по-новому понять механизмы, контролирующие схватывание и твердение бетонной смеси, а также влияние температуры, замедлителей, ускорителей твердения и суперпластификаторов на кинетику гидратации портландцемента.

Истоки компьютерного материаловедения заложены также на уровне нанотехнологии. Моделирование на атомарном уровне дает возможность манипулировать отдельными атомами и молекулами, а методы минимизации энергии (молекулярная динамика) предоставляют новые возможности науке о цементах и проливают свет на наноразмерные процессы, необходимые для понимания свойств материалов на макроуровне и поиска путей улучшения характеристик цемента. Методы молекулярной динамики предоставляют данные, которые нельзя получить экспериментально, данные о структуре С-S-H, водородной связи и характере связанной воды.

В работе [9] методом компьютерного моделирования установлена взаимосвязь между химическим составом и свойствами (плотностью) геля С-S-H. В молекулярной модели изменялось отношение С/S (удалением групп SiO₂) и количество адсорбированной воды. При этом замерялись межслоевые расстояния и рассчитывалась плотность структуры. Молекулярная структура модели приведена на рис. 1.

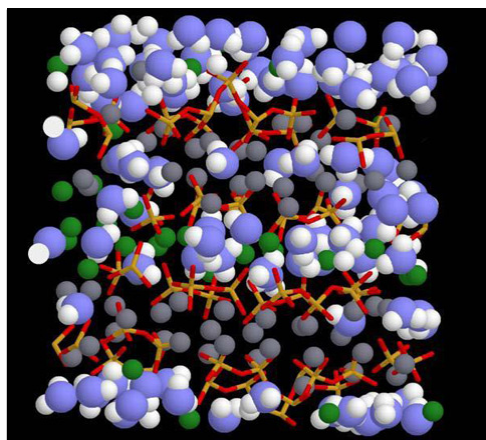


Рис.1. Компьютерная модель геля C-S-H [9]

Голубым и белым цветом показаны атомы кислорода и водорода в молекуле воды, зелёным и серым – ионы кальция (внутрислойные и межслойные), жёлтыми и красными палочками – атомы кремния и кислорода в тетраэдрах (иллюстрация PNAS)

В большинстве моделей вода находится в трех составляющих геля: в виде монослоя адсорбированная на поверхности, в межслоевом пространстве и в порах геля. При этом удаление воды из межслоевого пространства приводит по терминологии авторов [8] глобулы к краху, а при удалении поровой воды - пластинки C-S-H претерпевают изменения формы и ориентации по отношению к ближайшим соседям.

В Республике Беларусь с участием автора проведены работы по компьютерному моделированию структуры химических добавок пластификаторов бетонных смесей и их взаимодействия с гидратирующимся алитом. Установлено, что заряженными функциональными группами добавки хемосорбируются на поверхности минералов цемента. Так как энергия связи активных групп добавок с поверхностью трехкальцевого силиката существенно выше энергии связи молекул воды, последние вытесняются с поверхности цементного минерала, что способствует пластификации системы. Кроме того, в процессе гидратации алита и образования геля C-S-H добавки пластификаторы закрепляются и в межслое геля, выталкивают оттуда воду, что влияет на деформационные свойства бетона (рис. 2).

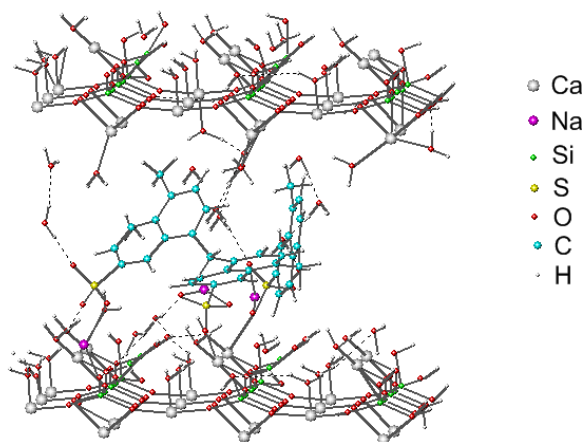


Рис. 2. Модель фрагмента 1.4 тоберморита со связанной водой и добавкой С-3 [10]

В последние два десятилетия произошел качественный скачок в технологии и свойствах бетонов, появились новые виды бетонов – высококачественные, высокотехнологичные, высокопрочные, малоусадочные, высокофункциональные. Наступил момент, когда на повестку дня вышли и новые классы добавок к бетонам, затрагивающих более глубокие механизмы структурообразования. Это так называемые нанодобавки, наноарматура или наномодификаторы, применение которых должно быть научно обоснованным и реализует подход «снизу-вверх» по части применения нанотехнологий. К настоящему времени исследованы в бетонах добавки наночастиц кварца, оксида титана, оксидов железа и алюминия, добавки метаксаолина и углеродных наноматериалов (УНМ) [11–14]. Добавка микрокремнезема (геля SiO_2) выполняет функцию не только микронаполнителя, но и участвует в пуццолановой реакции с $\text{Ca}(\text{OH})_2$, повышая прочность при сжатии (на 10%) и изгибе (на 25 %) [11, 12]. В работе [12] показано, что добавки нанодисперсного кремнезема в виде порошка и золя повышают плотность, морозостойкость и прочностные показатели цемента и бетона для дорожного строительства. Бетон с нанодобавкой оксида титана работает как инициатор фотокаталитической деструкции некоторых загрязняющих веществ, т. е. способен к самоочищению.

В цементных фазах наночастицы могут действовать как ядра, способствуя дальнейшей гидратации цемента благодаря своей высокой реакционной способности, а также как наноарматура и микронаполнитель. Проблемным вопросом применения наноразмерных частиц в технологии бетона является способ их введения в смесь. В 1 кг наночастиц кремнезема размером 5–20 нм число частиц достигает астрономических величин – 10^{19} . Расчеты показывают, что уже при дозировке наноразмерных частиц кремнезема 0,1% от массы цемента в системе появляется порядка 100 000 м² дополнительной активной площади раздела фаз и 2 МДж избыточной поверхностной энергии; при дозировке 2% в системе реализуется до $2 \cdot 10^6$ м² дополнительной площади раздела фаз, что на порядок превосходит площадь поверхности частиц всех остальных компонентов бетонной смеси, включая цемент. Равномерное распределение по объему бетона наночастиц, особенно в порошковом виде, является чрезвычайно сложной задачей.

В общем случае структурообразующее участие и модифицирующее влияние наноразмерных модификаторов может быть результатом следующих взаимосвязанных механизмов:

1) механизма, обеспечивающего повышение плотности упаковки системы из дисперсных частиц, уменьшение общей ее пористости, изменение структуры пористости материала;

2) проявления эффекта «наноармирования» структуры кристаллогидратных новообразований однослойными и микроармирования структуры цементного камня многослойными трубчатыми элементами УНМ;

3) механизма, связанного с каталитической ролью наноразмерных частиц как центров кристаллизации с соответствующим эффектом понижения энергии активации на образование кристаллогидратов в реагирующей системе «цемент-вода»;

4) механизма, связанного с возможностью непосредственного химического участия наноразмерных частиц в гетерогенных процессах фазообразования гидратных соединений.

В последнее время в технологии бетона возрос интерес к углеродным нанотрубкам (УНТ). Они представляют собой каркасные протяженные структуры, состоящие из свернутых в виде цилиндра лент с упаковкой атомов по типу графита. Главная особенность этих молекул – это их форма. Они выглядят как замкнутые, пустые

внутри, оболочки. Углеродные нанотрубки/нано волокно (УНТ/УНВ) являются потенциальными объектами в использовании их в качестве наноармирования цементных материалов. УНТ/УНВ обладают чрезвычайной прочностью с модулями упругости порядка ТПа и прочностью на растяжение порядка ГПа, а также уникальными электронными и химическими свойствами [14]. Однослойные УНТ (ОСУНТ) и многослойные УНТ (МСНТ) и УНВ – это графитовые материалы со сложной структурой и огромными площадями удельной поверхности. Таким образом, УНТ/УНВ являются одним из наиболее перспективных наноматериалов, улучшающих механические свойства цементных материалов и их сопротивление распространению трещин, т. к. обеспечивают защиту от электромагнитного поля и сенсорные свойства.

Работы по исследованию отечественных добавок углеродных наноматериалов проводились и в Беларуси. Установлено, что добавка УНМ-1, содержащая структурированный наноуглерод в виде ультрадисперсных частиц, однослойных и многослойных нанотрубок в количестве 0,05 % от массы цемента ускоряет темп роста прочности тяжелого бетона и повышает конечную прочность бетона на 10–15 %, прочность на растяжение на 20–25 %. Существуют различные способы введения малых количеств УНТ/УНВ: в виде водной дисперсии, совместным помолом с цементом, смешиванием с песком или с базальтовой фиброй, в составе комплексной химической добавки на основе суперпластификатора.

Для производства железобетона известно применение наномодифицированной стальной арматуры MMFX2, изготавливаемой корпорацией MMFX Steel Corp. USA. Ламинированная структура делает эту сталь по коррозионной стойкости близкой к нержавеющей, но со значительно более низкой стоимостью и более высокими механическими свойствами, в том числе по прочности, вязкости и усталостной прочности. Арматура MMFX2 сертифицирована в США и находит широкое применение на объектах дорожно-транспортного и гидротехнического строительства.

Заключение. Понятно, что влияние нанотехнологий на цементные материалы в настоящее время сосредоточено главным образом на уровне исследований. В будущем эти достижения из области науки должны быть внедрены в практику. Нанотехнологии в материаловедении бетонов позволяют целенаправленно создавать

материалы и изделия с заданными физико-техническими свойствами, обеспечивают уход от эмпирических путей к теоретическим подходам решения материаловедческих задач. Появляется возможность на атомарном и молекулярном уровнях конструировать материалы, оценивать взаимодействия компонентов, изучать свойства новообразований на микроуровне, т. е. нанотехнологии обеспечивают научные основы решения материаловедческих проблем.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мелихов, И. В. Тенденции развития нанохимии / И. В. Мелихов // Рос. хим. журнал. - 2002. - Т. 46, № 5. - с. 7-14
2. Гусев Б.В. Проблемы создания наноматериалов и развития нанотехнологий в строительстве // Нанотехнологии в строительстве: научный Интернет-журнал. М.: ЦНТ «НаноСтроительство». 2009, Том 1, № 2. С. 5–9. URL: http://nanobuild.ru/ru_RU/journal//Nanobuild_2_2009_RUS.pdf. (дата обращения: 28.02.2018)
3. C. Plassard, E. Lesniewska, I. Pochard, A. Nonat. Investigation of the surface structure and elastic properties of calcium silicate hydrates at the nanoscale. *Ultramicroscopy* 2004; 100(3–4): 331–8.
4. C. Plassard, E. Lesniewska, I. Pochard, A. Nonat. Nanoscale experimental investigation of particle interactions at the origin of the cohesion of cement. *Langmuir* 2005; 21:7263–70.
5. P. Mondal, S.P. Shah, L.D. Marks. Nanomechanical properties of interfacial transition zone in concrete. In: Bittnar Z, Bartos PJM, Nemecek J, Smilauer V, Zeman J, editors. *Nanotechnology in construction: proceedings of the NICOM3 (3rd international symposium on nanotechnology in construction)*. Prague, Czech Republic; 2009, p. 315–20

ВЛИЯНИЕ АКТИВНЫХ МИНЕРАЛЬНЫХ ДОБАВОК НА ПРОЧНОСТЬ МОЛОТОГО КЛИНКЕРА В ТЕХНОЛОГИИ СУХОГО ФОРМОВАНИЯ

ЯКИМОВИЧ Г. Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. Данная статья посвящена вопросам влияния тонкодисперсных минеральных добавок, а именно микрокремнезёма и молотого кварца, на свойства быстрохватывающегося клинкерного вяжущего. Установлено их влияние на прочностные характеристики и выделены рациональные пределы использования.

Изучение технологии сухого формования на данный момент привело к нахождению рациональной области её применения, а именно к ускоренному формованию тонкослойных декоративных изделий или тонкостенных мелкоштучных стеновых блоков.

На данный момент разработана малоэнергоёмкая технология изготовления изделий, обеспечивающая достаточную прочность и морозостойкость мелкозернистых смесей на бездобавочном клинкере.

Однако, результаты, полученные профессором Батяновским [1], позволяют сделать предположение о более высоком потенциале данной технологии, чем он достигнут на сегодняшнем этапе. Для повышения прочности и долговечности изделий проводится серия экспериментов по применению минеральных и химических добавок.

Как было выяснено ранее [2], отсутствие в составе цемента добавки гипса существенно влияет на прочностные характеристики вяжущего, а соответственно, и на процесс структурообразования цементного камня. Связано это с тем, что в присутствии сульфат-ионов гипса, контактная зона цемента с заполнителем содержит поры, заполненные этtringитом [3], являющимся источником внутренних напряжений в бетоне и ухудшающим контакт цемента с заполнителем.

Пуццолановые добавки, содержащие аморфный кремнезём, связывают свободный $\text{Ca}(\text{OH})_2$, тем самым делая образование этtringита невозможным. Помимо этого, ускоряется процесс растворения C_3S , что в свою очередь ускоряет процесс набора прочности.

Отсутствие гипса в составе вяжущего убирает саму возможность образования этtringита, однако наличие свободного гидроксида кальция оставляет возможность применения активных минеральных добавок для упрочнения клинкера. Посему, необходимо доскональное изучение влияния химических и минеральных добавок на процесс твердения цементного клинкера.

Микрокремнезём – известная высокоактивная минеральная добавка, являющаяся побочным продуктом металлургической промышленности, аморфным кремнезёмом в виде маленьких шарообразных частиц. Микрокремнезём имеет крайне высокую удельную поверхность, от 13 до 25 тысяч $\text{м}^2/\text{кг}$, поэтому он активно вступает в химическую реакцию со свободным $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Образование гидросиликата кальция увеличивает прочность цементного камня, а также снижает высолообразование.

Согласно различным исследованиям [4, 5], значительный (более 85%) прирост прочности бетона наблюдается при дозировке микрокремнезёма до 30-40%. Это позволяет сокращать расход цемента до 40%. С учётом стоимости добавки такие дозировки могут быть оправданы исключительно с экологической точки зрения и не приносят экономической выгоды. Поэтому, установление зависимости между расходом добавки и ростом прочности является необходимым для нахождения оптимума использования добавки.

При исследовании проверялся полный ряд дозировок микрокремнезёма: 0,1, 0,5, 1, 5, 10, 15, 20% от массы молотого клинкера. Испытания проводились на образцах-кубах ребром 20 мм. Образцы уплотнялись ручным методом с нагрузкой 5 $\text{кг}/\text{см}^2$. Подвод воды осуществлялся с двух сторон, с градиентом давления 0,02 Мпа.

После распалубки образцы выдерживались в камере НВТ в течение 4 часов, после его опускались под воду и испытывались в возрасте 3, 7, 14 и 28 суток. Водоцементное отношение образцов при полном насыщении оставило 0,18–0,2.

Прочность образцов представлена в табл. 1. На графике 1 представлена зависимость прочности от дозировки микрокремнезема

для образцов с дозировками 0,1, 0,5 и 1% по сравнению с контрольными бездобавочными.

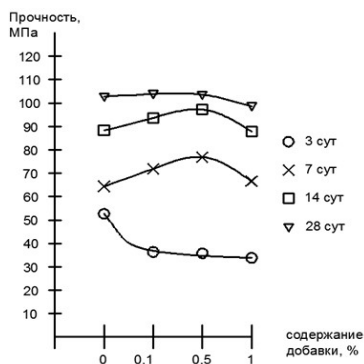


Рис. 1. Зависимость прочности образцов от дозировки микрокремнезёма

Согласно полученным данным можно установить, что дозировка микрокремнезёма свыше 5% приводит к падению прочности, пропорциональному повышению дозировки. Оптимальной дозировкой при этом является дозировка 0,5%, приводящая к 18% увеличению прочности в возрасте 7 суток. В возрасте 28 суток положительный эффект полностью отсутствует. Полученные результаты значительно отличаются от результатов испытаний портландцемента и позволяют выделить область рационального применения добавки в технологии сухого формования смесей на цементном клинкере.

Несмотря на то, то микрокремнезём является побочным продуктом и загрязняющим отходом металлургии, его положительные свойства вызвали высокий спрос, который серьёзно поднял цены на него, что вызывает интерес к поиску более дешёвых альтернатив. Одним из которых является молотый кварцевый песок, содержащий более 99% аморфного кремнезёма. Кварцевые пески среди всех естественных источников кремнезёма характеризуются высокой пуццолановой активностью, ненамного уступающей вулканическому пеплу [6]. Для активации добавки необходимым является размол кварцевого до удельной поверхности свыше 3000 см²/г. Помимо этого, широкая распространённость кварцевого песка делает его крайне доступной добавкой, в 5 раз дешевле микрокремнезема.

Формование образцов осуществлялось способом, аналогичным образцам с микрокремнезёмом, с дозировками 5, 10, 15 и 20%. Водоцементное отношение также находилось в пределах 0,18–0,2.

На рис. 2 представлена зависимость прочности от дозировки молотого кварца по сравнению с контрольными бездобавочными.

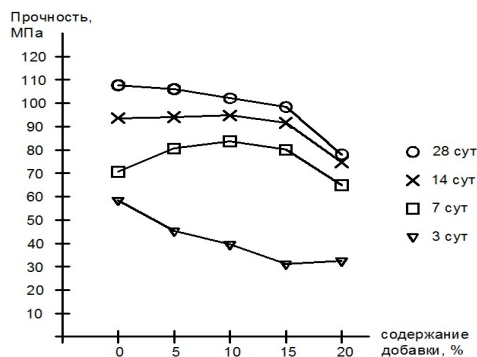


Рис. 2. Влияние дозировки молотого кварца на прочность клинкера

Для всех дозировок ниже 15% характерны падение прочности в возрасте 3 суток и серьёзный рост (не менее 13%), при этом наибольшую эффективность показала 10% дозировка молотого кварца, приводящая к увеличению на 18,7% по сравнению с бездобавочным.

При этом, в возрасте 3 суток, как и в случае с микрокремнезёмом, наблюдается падение прочности в пределах 40%. Также, к 28 суткам наблюдается замедление темпов набора прочности и даже небольшое падение.

Рыночная стоимость молотого кварца ниже стоимости цемента, что позволяет замещать часть клинкера, получая не только экологический, но также и экономический эффект. В сочетании со снижением стоимости вяжущего за счёт отсутствия в его составе дорогостоящего гипса и снижением расхода вяжущего за счёт увеличения активности, использование технологии сухого формования может позволить обеспечить снижение себестоимости мелкоштучных бетонных изделий до 30%.

Выводы. 1. В ходе проведенной работы найдена рациональная область использования активных минеральных добавок в технологии сухого формования бетона. **2.** Показана перспективность при-

менения активных минеральных добавок природного происхождения. 3. Намечены основные пути дальнейшего совершенствования составов смесей в технологии сухого формования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский Э. И. Особо плотный бетон сухого формования. - Мн.: НПО «Стринко», 2002. - 224 с.

2. Технология ускоренного формования мелкоштучных изделий методом сухого формования и вакуумирования // Сборник статей II Международной научной конференции "Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте", 18—20 октября 2017 года / [редколлегия: С. М. Семенюк и др.]

3. Malhotra, V.M. and Mehta, P.K. (1996) Pozzolan and Cementitious Materials, Gordon and Breach, ISBN 2-88-449-211-9, 191 p.

4. Дрянин Р. А., Сехпосян Г. П., Ананьев С. В., Калашников В. И. Влияние содержания микрокремнезема на повышение прочности реакционно-порошковых бетонов // Молодой учёный – 2014 - №13 с.44-47.

5. Микрокремнезем отход или современная добавка/ Дубенский М.С., Каргин А.А.// Вестник КузГТУ, 2012, №1. С. 119-120 6. Бисултанов, Рамазан Гиханович. Модифицированные бетоны на композиционном вяжущем с использованием тонкодисперсных наполнителей : диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.05 / Бисултанов Рамазан Гиханович; [Место защиты: Дагестан. гос. техн. ун-т]. - Грозный, 2016. - 203 с.

РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.15

УЧЕТ НЕОДНОРОДНОСТИ ОСНОВАНИЯ ПРИ РЕШЕНИИ КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ДЛЯ НЕЛИНЕЙНО-УПРУГОЙ ГИБКОЙ СТЕНКИ

¹ДМИТРИЕВА К. В., ²КОЗУНОВА О. В.

¹Белорусский национальный технический университет

²Белорусский государственный университет транспорта
Минск, Беларусь

Задача о совместной работе деформируемого основания и заглубленной в него конструкции является сложной контактной задачей, способы решения которой в общей постановке современный математический аппарат не разработан [1]. Распределение контактных напряжений в такой задаче зависит от жесткости, формы и размеров контактирующего сооружения, а также от неоднородности и податливости основания, и может быть найдено точно лишь при решении сложных интегро-дифференциальных уравнений.

Известны решения для стенок, заглубленных в упругом основании с прямолинейной границей, в которых исследования проводились без учета разрыва сплошности упругого основания. Также практически отсутствуют публикации, связанные с расчетом конструкций в упругом основании с учетом физической нелинейности материала конструкции [4, 5]. Законы нелинейно-упругого деформирования конструкционного материала в перечисленных работах и в наиболее популярных программных комплексах, таких как Лира и Plaxis, представлены в виде экспоненциальной или кусочно-линейной зависимостей.

В настоящей работе предлагается численно-аналитический метод расчета нелинейно-упругой гибкой стенки, находящейся в неоднородном основании с ломаным несимметричным очертанием внешнего контура, позволяющий определить параметры напряженно-деформированного состояния системы «нелинейно-упругая

гибкая стенка в физически-нелинейной полуплоскости с ломаным контуром с усредненными параметрами упругости».

Расчет ведется в конструктивно-нелинейной постановке, с использованием нелинейной зависимости «изгибающий момент-кривизна в сечениях стенки», построенной путем аппроксимации соответствующей диаграммы, полученной экспериментальным путем для реального напряженно-деформированного состояния конструкции.

Постановка задачи. В работе поставлена и решена задача о расчете стенки произвольной гибкости в нелинейно-упругой полуплоскости (рис. 1). При расчете гибкой стенки в упругом основании вводятся следующие гипотезы и допущения:

- стенка в упругом основании работает в условиях плоской деформации; в качестве модели основания принимается нелинейно-упругая неоднородная полуплоскость со сложным, ломаным очертанием внешнего контура;

- касательные напряжения на контакте стенки и упругого основания не учитываются;

- на расчетной схеме стенка представляется в виде вертикальной балочной плиты, учитывающей физическую нелинейность материала, в качестве закона деформирования которого выбрана нелинейно-упругая функциональная зависимость, связывающая изгибающий момент и кривизну для нормального сечения этой плиты;

- физическая нелинейность упругого основания описывается связью интенсивности напряжений и деформаций послойно через функцию гиперболический тангенс в законе нелинейно-упругого деформирования основания [3] и усредняется в пределах рассматриваемой расчетной области. Модуль упругости в нелинейных расчетах – переменный, коэффициент Пуассона – постоянный.

При изгибе стенки происходит отрыв стенки от основания, так как в упругом неоднородном основании, моделирующем реальные свойства грунтового основания, возникновение растягивающих напряжений невозможно. Размеры контактной зоны заранее неизвестны, следовательно, поставленная задача имеет конструктивно-нелинейную расчетную схему (рис. 2). Расчет ведется в предположении возникновения двух точек раздела граничных условий на контакте между стенкой и основанием.

Указанные предпосылки позволяют при расчете системы «гибкая нелинейно-упругая стенка – нелинейно-упругое основание» от аналитического расчета перейти к биитерационному численному решению.

В качестве внешнего алгоритма для уточнения параметров контактной зоны используется метод дискретного представления области контакта, где для определения перемещений в неоднородном основании в силу нелинейности расчета используется метод упругих решений А.А. Ильюшина [2].

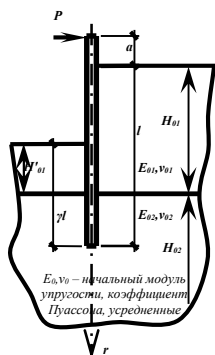


Рис. 1. Горизонтально нагруженная гибкая стенка в неоднородном основании (с усредненными упругими параметрами)

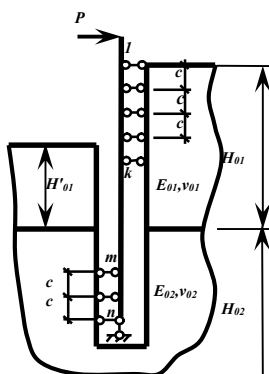


Рис. 2. Расчетная схема стенки в упругой среде

В качестве внутреннего алгоритма для уточнения жесткостных параметров используется деформационная модель стенки в виде аналитической зависимости между изгибающими моментами и кривизной нормального сечения стенки. Для решения дифференциального уравнения изгиба стенки и дифференциальных уравнений в частных производных, полученных через минимизацию функционала полной потенциальной энергии деформируемого упругого основания согласно принципа Лагранжа, используется метод конечных разностей.

При нелинейном расчете неоднородное основание заменяется прямоугольной расчетной областью [3, 9]. Граничные условия задачи: на границах расчетной области перемещения $u = 0$, $v = 0$;

- соотношение длин правой и левой граней γ ;
- величина внешней горизонтальной сосредоточенной силы P ;
- a – плечо силы P .

Алгоритм расчета стенки на первом этапе следующий. Гибкая стенка разбивается по длине на $(n+1)$ участок и задается начальный массив жесткостей $B_i^{(0)} = I_y \cdot E_b (i = 1, n+1)$, где I_y – приведенный момент инерции сечения стенки шириной 1 метр. Затем дифференциальное уравнение изгиба стенки переменной жесткости

$$\frac{d}{dx^2} \left(B_i \left(\frac{d^2 Y_i}{dx^2} \right) \right) = -p_i(x) \quad (1)$$

записывается в конечных разностях для каждого узла.

Для узла “ i ” стенки

$$\frac{(B_{i-1} - 2 \cdot B_i + B_{i+1}) \cdot (Y_{i-1} - 2 \cdot Y_i + Y_{i+1})}{c^4} + \frac{B_i \cdot (Y_{i-2} - 4 \cdot Y_{i-1} + 6 \cdot Y_i - 4 \cdot Y_{i+1} + Y_{i+2})}{c^4} + \frac{(B_{i+1} - B_{i-1}) \cdot (-Y_{i-2} + 2 \cdot Y_{i-1} - 2 \cdot Y_{i+1} + Y_{i+2})}{2 \cdot c^4} = -\frac{X_i}{c}. \quad (2)$$

Граничные условия для 1-го узла

$$\frac{Y_0 - 2 \cdot Y_1 + Y_2}{c^2} = -\frac{P \cdot h}{B_1}, \quad (3)$$

$$\frac{-Y_{-1} + 2 \cdot Y_0 - 2 \cdot Y_2 + Y_3}{2 \cdot c^3} = -\frac{P}{B_1},$$

для $(n+1)$ -го узла

$$\frac{B_{n+1} \cdot (Y_n - 2 \cdot Y_{n+1} + Y_{n+2})}{c^2} = 0, \quad (4)$$

$$\frac{B_{n+1} \cdot (-Y_{n-1} + 2 \cdot Y_n - 2 \cdot Y_{n+2} + Y_{n+3})}{2 \cdot c^3} = 0.$$

К уравнениям (2) добавляются уравнения совместности деформаций для областей Ω_1 и Ω_2 :

$$Y_i = \sum_{k=1}^{n+1} F_{i,k} \cdot X_k. \quad (5)$$

Записав дифференциальные уравнения и уравнения совместности деформаций для каждого узла, получаем систему алгебраических уравнений для расчета стенки на линейном этапе, неизвестными в которой являются прогибы стенки Y_i и реактивные давления X_i для каждого участка. Здесь за неизвестные перемещения стенки принимаются $Y_i = \frac{E_0}{(1-\nu_0^2)} y_i$, а коэффициенты $F_{i,k}$ ($i=1, n+1; k=1,$

$n+1$) представляют собой относительные перемещения i -тых точек граней полуплоскости от реактивных давлений X_k . Для определения перемещений границ выреза в упругом неоднородном основании, разбивочная сетка расчетной области которого показана на рис. 3, используется вариационно-разностный подход [9]. На линейном этапе примем усредненные характеристики E_0, ν_0 . Решение контактной задачи строится в перемещениях и численно реализуется заменой дифференциальных уравнений линейными конечно-разностными аппроксимациями. В результате система дифференциальных уравнений заменяется системой линейных алгебраических уравнений. Статические граничные условия расчетной области удовлетворяются автоматически. Для численной реализации вариационно-разностного метода используется компьютерная программа МАТНЕМАТИСА.

Для учета нелинейного поведения упругого основания, согласно теории малых упругопластических деформаций Ильюшина А.А., расчет становится биитерационным [2]. На каждой итерации модуль упругости центра j -й сеточной ячейки основания изменяется (рис. 4), и при вычислениях используется переменный (касательный) модуль упругости.

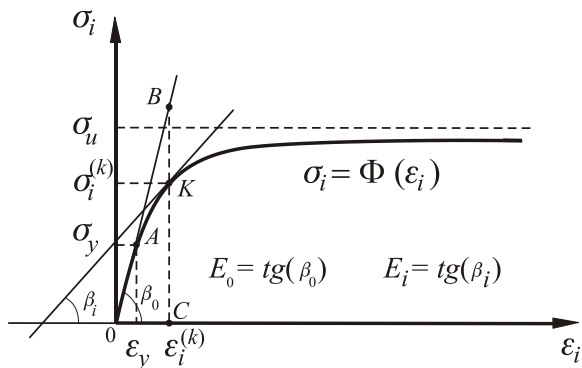


Рис. 4. Переменный модуль упругости, гиперболический тангенс

II. Нелинейный расчет.

Полученные результаты линейного расчета (перемещения и реактивные давления для каждого участка) являются исходными данными для расчета на нелинейном этапе. Известным также считается нелинейный закон деформирования, связывающий изгибающие моменты и кривизны нормальных сечений стенки, выраженный аналитически в виде произведения экспоненты на полином 5-й степени от кривизны [7]:

$$M(1/\rho) = B_0 \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + e^{-k \frac{\rho_0}{\rho}} \cdot \left(B_1 \frac{\rho_0}{\rho} - B_3 \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} \right)^3 + B_5 \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} \right)^5 \right), \quad (6)$$

где $\rho_0 = 1\text{ м}$, а B_0 – начальная жесткость сечения стенки, кНм.

Например, для железобетонной стенки из бетона класса С25/30 с размерами сечения $b \times h = 1\text{ м} \times 0.6\text{ м}$ и армированием $10\varnothing 25\text{ S500} + 10\varnothing 20\text{ S500}$ хомуты $\varnothing 8\text{ S245}$ получено: $B_0 = 86103\text{ кНм}$, $B_1 = 767\,870\text{ кНм}$, $B_3 = 6.91 \cdot 10^{10}\text{ кНм}$, $B_5 = 2.11 \cdot 10^{16}\text{ кНм}$, $k = 1000$.

На рис. 5 показана диаграмма ‘момент-кривизна’, построенная по указанной зависимости, которая отражает три стадии работы стенки: до образования трещин, с трещинами при упругой работе арматуры и при неупругих деформациях арматуры и бетона вплоть до достижения предельного состояния.

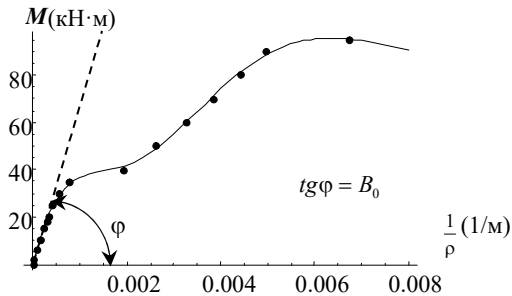


Рис. 5. Диаграмма зависимости изгибающего момента от кривизны, заданная рядом узловых точек, и график аналитической зависимости «момент–кривизна»

Расчет на втором этапе ведется итерационным путем. На стадии линейного расчета находятся значения изгибающих моментов на каждом участке из уравнений равновесия. На основании полученной диаграммы и значений изгибающих моментов на каждом участке, определенных на линейном этапе (предыдущей итерации), создается массив кривизн для каждого участка стенки при её расчете методом конечных разностей. Затем по полученному массиву кривизн и соответствующим значениям изгибающих моментов на каждом участке составляется массив жесткостей $B_i^{(k)}$ для нелинейного расчета

$$B_i^{(k)} = \frac{\partial M \left(\left(\frac{1}{\rho} \right) \right)^{(k)}}{\partial \left(\frac{1}{\rho} \right)_i}, \quad (7)$$

где $i = (1, n+1)$ – номер участка стенки, $k = 1, 2, \dots$ – номер итерации нелинейного расчета.

Далее расчет ведется аналогично линейному расчету – составляется и решается система уравнений, такая же, как и на первом этапе (система уравнений (2) и (5), совместно с граничными условиями (3) и (4)), но при новом массиве жесткостей. Следует отметить, что дифференциальные уравнения изгиба для двух первых и двух последних узлов стенки составляются как для физически линейного материала, ввиду того, что значения изгибающих моментов, а, следовательно, и кривизн на краевых участках стенки стремятся к нулю. Полученные значения неизвестных этой системы будут являться исходными

данными на следующей итерации. Итерационный процесс продолжается до тех пор, пока значения искомым узловых прогибов шпунтовой стенки $Y_i^{(k)}$ и реактивных давлений $X_i^{(k)}$ на двух соседних итерациях не совпадут в пределах допустимой точности.

Результаты. На основании выполненных исследований была разработана методика и составлена программа нелинейного расчета системы «гибкая стенка – упругое основание». Исходные данные для численного расчета: $l = 8\text{ м}$, $\gamma = 0.5$, $a = 0$, $P = 50\text{ кН}$, $E_0 = 20\text{ МПа}$, $\nu_0 = 0.33$.

Стенка по длине была разбита на 17 участков с длиной средних участков $c = l/n$. При этом краевые участки имеют длину $c/2$.

На рис. 7 показаны эпюры изгибающих моментов и поперечных сил, полученных на линейном этапе расчета.

В таблице 1 приведены результаты расчета нелинейно-упругой стенки в линейно-упругом неоднородном основании с усредненными начальными параметрами упругости: значения максимального изгибающего момента, максимального контактного напряжения и перемещений вершины на поверхности упругой среды в зависимости от показателя гибкости $\xi = \frac{E_0 \cdot l^3}{D}$ для $\gamma = 0.5$, $a = 0$.

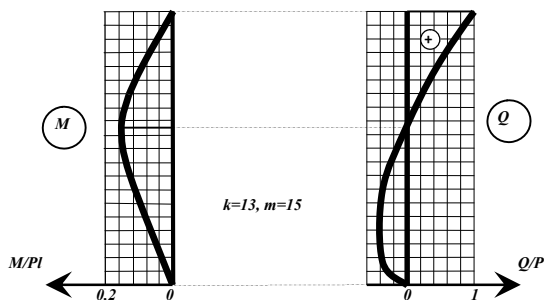


Рис. 6. Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов

Таблица 1

Результаты нелинейного расчета гибкой стенки в упругом основании при различных показателях гибкости ξ

ξ	k m	$\frac{M_{\max}}{P \cdot l}$	$\sigma_{\max} \frac{l}{P}$	$\frac{E_0 \cdot l}{P \cdot (1 - \nu_0^2)} \varphi_0$	$\frac{E_0}{P \cdot (1 - \nu_0^2)} u_0$
0	13 15	0.183	3.14	4.52	4.19
20	12 15	0.159	3.95	5.87	4.47
80	11 15	0.119	5.54	8.62	4.99
100	11 16	0.112	5.92	9.30	5.11

Выводы. Учет неоднородности основания в нелинейных расчетах системы «гибкая нелинейно-упругая стенка – нелинейно-упругое основание» позволяет оптимально проектировать фундаментные конструкции в соответствии с требованиями первой и второй групп предельных состояний, а также, расчетным путем определять предел несущей способности и поведение этих конструкций в эксплуатационной стадии.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Айзикович, С. М. Механика контактных взаимодействий / С. М. Айзикович [и др.]; под ред. И. И. Воровича, В. М. Александрова. – М. : Физматлит, 2001. – 671 с.
2. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М.: Высшая школа, 1990 – 400 с.
3. Босаков, С. В. Вариационно–разностный подход к решению контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета. Часть 1 / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ – №1 – 2009 – С. 5–13.

4. Бурковский, В. Л. Численная реализация модели цилиндрического изгиба ортотропных плит переменной жесткости на упругом основании / В. Л. Бурковский, Н. Н. Некрасова // Вестн. Воронеж. гос. техн. ун-та. – 2009. – Т. 5, № 10. – С. 101–107.

5. Габриелян, Г. Е. Расчет амкнутой цилиндрической оболочки в упругой среде с учетом односторонних связей : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.17 / Г. Е. Габриелян ; Воронеж. гос. архитектур.-строит. акад. – Воронеж, 1998. – 19 с.

УДК 624

ОПТИМИЗАЦИЯ РАМЫ, РАСПОЛОЖЕННОЙ НА ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ, МЕТОДОМ МАЛЫХ ВАРИАЦИЙ ПАРАМЕТРОВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

САБУК А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При расчете и оптимизации конструкций и сооружений в компьютерной модели необходимо учитывать все факторы, которые существенно влияют на результат. От того, на каком грунтовом основании расположено сооружение, зависит распределение напряжений в стержнях, а также перемещения узлов. Учет совместной работы основания и сооружения позволяет вести расчет по наиболее приближенной к реальным условиям модели.

Рассмотрим оптимизацию двухэтажной рамы расположенной на упругом основании. Расчетная схема рамы представлена на рис. 1.

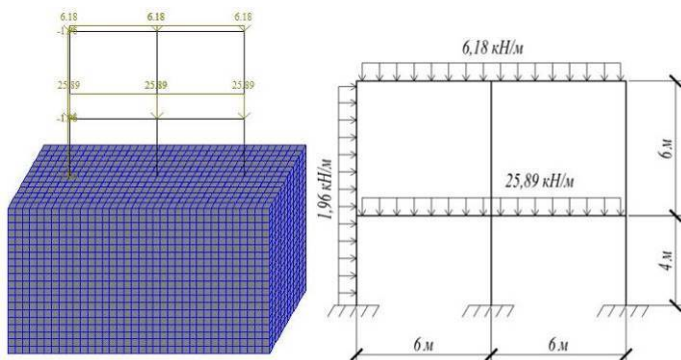


Рис. 1. Расчетная модель рамы

Моделирование рамы выполнено с помощью ПК «ЛИРА-САПР 2013». Объемным КЭ основания присвоены следующие характеристики:

- модуль упругости $E = 25$ МПа;
- коэффициент Пуассона 0,3;
- удельный вес материала $0,02$ МН/м³.

Моделирование рамы выполнено универсальными пространственными стержневыми КЭ. Элементы рамы с одинаковыми типами и размерами поперечных сечений обозначены на рис. 2.

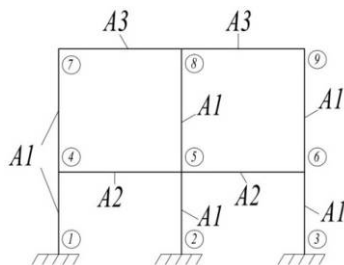


Рис. 2. Схема расположения элементов с одинаковыми площадями поперечных сечений

Оптимизация поперечных сечений рамы выполнялась в соответствии с сортаментом на двутавры по ГОСТ 26020-83. Для установления аналитических зависимостей геометрических характеристик сечений от переменных проектирования были получены аппроксимирующие функции в виде полиномов 5-ой степени, соответствующие

ряду номеров двутавров, выбранных из сортамента. Аппроксимирующие функции имеют вид:

$$J_1 = -2 \cdot 10^{-8} A_1^5 + 1 \cdot 10^{-6} A_1^4 + 0,0064 A_1^3 + 3,5038 A_1^2 + 18,649 A_1 - 738,46;$$

$$J_2 = -2 \cdot 10^{-8} A_2^5 + 1 \cdot 10^{-6} A_2^4 + 0,0064 A_2^3 + 3,5038 A_2^2 + 18,649 A_2 - 738,46;$$

$$J_3 = -2 \cdot 10^{-8} A_3^5 + 1 \cdot 10^{-6} A_3^4 + 0,0064 A_3^3 + 3,5038 A_3^2 + 18,649 A_3 - 738,46;$$

$$W_1 = -2 \cdot 10^{-9} A_1^5 + 2 \cdot 10^{-6} A_1^4 - 0,0008 A_1^3 + 0,1872 A_1^2 + 4,3052 A_1 - 33,236;$$

$$W_2 = -2 \cdot 10^{-9} A_2^5 + 2 \cdot 10^{-6} A_2^4 - 0,0008 A_2^3 + 0,1872 A_2^2 + 4,3052 A_2 - 33,236;$$

$$W_3 = -2 \cdot 10^{-9} A_3^5 + 2 \cdot 10^{-6} A_3^4 - 0,0008 A_3^3 + 0,1872 A_3^2 + 4,3052 A_3 - 33,236,$$

где A_1, A_2, A_3 – площади поперечных сечений рамы, см²;

J_1, J_2, J_3 – моменты инерции сечений, см⁴;

W_1, W_2, W_3 – моменты сопротивления сечений рамы, см³.

Во всех сечениях напряжения не должны превышать расчетного сопротивления на растяжение-сжатие R , принятого равным 200 МПа.

Целевая функция задачи оптимизации принята в виде:

$$V = 30 A_1 + 12 A_2 + 12 A_3.$$

Требуется найти минимальный объем V элементов рамы и соответствующие этому объему параметры сечений.

Решение задачи основано на малых вариациях параметров проектирования. Ограничениями в задаче являются ограничения на прочность элементов рамы по нормальным сечениям.

Начальные значения площадей поперечных сечений для всех стержней рамы выбраны одинаковыми $A_1^0 = A_2^0 = A_3^0 = 293,82$ см². Для заданных площадей значение целевой функции составляет $V^0 = 1,5866$ м³. По начальным характеристикам сечений определены напряжения в элементах рамы.

Далее для каждого случая вычисляются коэффициенты чувствительности $\frac{\Delta \sigma_i}{\Delta A_i^0}$, представляющие собой отношение изменения напряжений к изменению площадей сечений. На начальном этапе

были получены следующие значения коэффициентов чувствительности: $\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta A_1^0} = 461,902$; $\frac{\Delta\sigma_2}{\Delta A_2^0} = 788,166$; $\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta A_3^0} = 302,742$.

Величины площадей, при которых значение целевой функции уменьшается, вычисляются по формулам:

$$A_1^1 = A_1^0 - \Delta A_1;$$

$$A_2^1 = A_2^0 - \Delta A_2;$$

$$A_3^1 = A_3^0 - \Delta A_3.$$

Максимальные значения ΔA_1 , ΔA_2 и ΔA_3 определяются из условий:

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta A_1^0} \Delta A_1 \leq \alpha R;$$

$$\frac{\Delta\sigma_2}{\Delta A_2^0} \Delta A_2 \leq \alpha R;$$

$$\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta A_3^0} \Delta A_3 \leq \alpha R,$$

где α - безразмерный коэффициент, принимаемый из промежутка $[0,01; 0,05]$.

На первом шаге улучшенные значения площадей составили $A_1^1 = 207,22 \text{ см}^2$; $A_2^1 = 243,07 \text{ см}^2$; $A_3^1 = 161,69 \text{ см}^2$. Объем элементов рамы уменьшился до $1,10738 \text{ м}^3$.

Полученные значения площадей принимаются за начальные, решение задачи повторяется и проводится до тех пор, пока напряжение в каком-либо сечении не достигнет расчетного сопротивления 200 МПа .

В результате на 19 шаге в сечении, расположенном возле узла 6 (см. рис. 2) на нижнем вертикальном стержне было получено напряжение равное 194 МПа . Площади поперечных сечений оказались равными: $A_1 = 22,22 \text{ см}^2$; $A_2 = 51,33 \text{ см}^2$; $A_3 = 20,65 \text{ см}^2$. Объем получился равным $0,153 \text{ м}^3$.

Поиск оптимального решения можно продолжить, если площадь сечения A_1 оставить неизменной, а расчет провести по изложенной ранее методике.

В результате на 21 шаге было получено оптимальное решение со следующими значениями переменных проектирования: $A_1 = 22,22 \text{ см}^2$; $A_2 = 49,71 \text{ см}^2$; $A_3 = 19,54 \text{ см}^2$. Объем рамы равен $0,1498 \text{ м}^3$. Максимальные напряжения в стержнях с площадью A_1 составили $197,7 \text{ МПа}$, с площадью A_2 – $196,2 \text{ МПа}$, с площадью A_3 – 199 МПа .

По мере приближения к оптимальному решению значения коэффициентов чувствительности возрастают.

Так как узлы 1, 2, 3 моделируют примыкание колонны к фундаменту, то их вертикальное перемещение соответствует осадке фундаментов. Наибольшее перемещение наблюдалось для узла 2.

Заключение

1. Предложенная методика поиска оптимального решения позволяет учитывать совместную работу основания и сооружения и может быть распространена на случай многослойного основания с различными включениями.

2. Данную методику можно применить для задачи оптимизации с одновременным учетом ограничений на прочность элементов по нормальным сечениям и на перемещения узлов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борисевич, А.А. Строительная механика: учебное пособие для вузов / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

2. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 / Городецкий Д.А. [и др.]; под ред. А.С. Городецкого. – К. – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.

**ИССЛЕДОВАНИЕ МАЛОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЕЙ
ГЕОМАССИВА ИЗ ВЕРТИКАЛЬНЫХ
АРМОДРЕНИРУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ
В ВОДОНАСЫЩЕННОЙ СУПЕСИ**

ТРОНДА Т. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. В данной статье описаны цель, ход проведения и результаты лабораторных исследований по закреплению слабых водонасыщенных супесей вертикальными армодренирующими элементами из сухой бетонной смеси. В ходе исследований маломасштабных моделей была доказана эффективность такого метода, изучен процесс набора прочности сухой бетонной смесью в условиях водонасыщенной супеси и определена прочность на сжатие таких образцов, определено изменение влажности супеси при внедрении элементов из сухой бетонной смеси.

Введение. Одной из проблем современного строительства по-прежнему остается строительство на слабых грунтах. Слабые грунты встречаются на строительных площадках многих стран, и Республика Беларусь не является исключением. При наличии слабых грунтов в основании часто прибегают к применению традиционных видов свайных фундаментов или же устраивают искусственные основания, которые могут являться более эффективным и экономичным решением.

Существует множество различных методов и способов по устройству искусственных оснований [1, 2], однако все они имеют свою область применения, свои достоинства и недостатки.

В свою очередь, что касается устройства оснований при наличии слабых водонасыщенных глинистых грунтов то, стоит отметить, что свойства глинистых грунтов сильно зависят от их влажности и консистенции, а уплотнить такие грунты без отжатия лишней поровой воды не представляется возможным.

На территории Республики Беларусь глинистые грунты составляют около 50%, при этом на строительных площадках часто встречаются слабые водонасыщенные супеси и суглинки, поэтому данный вопрос является актуальным и для РБ. В большинстве таких случаев применяют свайные фундаменты, однако, при наличии у поверхности больших толщ слабых водонасыщенных глинистых грунтов более эффективным и экономичным решением является улучшение их свойств.

При технико-экономическом сравнении нескольких вариантов оснований жилых домов на территории РБ были применены искусственные основания в виде геомассивов. Геомассивы применялись с целью закрепления слабых водонасыщенных глинистых грунтов с помощью вертикальных армодренирующих элементов (ВАДЭ) из сухой бетонной смеси [3–5].

Так как такой метод является достаточно новым и не нашел еще отражения в действующих ТНПА РБ, была проведена серия лабораторных исследований по его изучению.

Лабораторные исследования исследования проводились на базе кафедры «Геотехника и экология в строительстве» и Научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ.

Серия лабораторных исследований была проведена с целью:

- 1) доказать эффективность метода в ходе модельных испытаний геомассива из ВАДЭ;
- 2) изучить процесс набора прочности сухой бетонной смеси в условиях водонасыщенной супеси и определить прочность образцов ВАДЭ;
- 3) определить изменение влажности супеси при внедрении ВАДЭ из сухой бетонной смеси.

1. Модельные испытания геомассива

Модельные испытания фрагментов геомассива штампами были проведены в слабой водонасыщенной супеси. В результате было установлено увеличение несущей способности и снижение деформативности грунта.

Лабораторные исследования проводились согласно ГОСТ 20276-2012 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости» и теории инженерного эксперимента. Для испытания моделей использовался заполненный грунтом

стеклянный лоток размерами 112х24х60 см. Изначально были испытаны только модели штампов для определения несущей способности и деформативности неармированного грунта. Затем, в тех же местах, в грунте были изготовлены модели геомассива.

Для испытаний использовалась слабая водонасыщенная супесь со следующими характеристиками:

- влажность на границе текучести $W_L=15,7\%$;
- влажность на границе раскатывания $W_P=9,1\%$;
- начальная влажность $W_0=13,7\%$;
- число пластичности $I_P=6,6$;
- показатель текучести $I_L=0,70$.

В качестве штампов были подготовлены пластины из дерева размером 140×140×27 мм.

В качестве моделей геомассива в грунте были подготовлены три фрагмента геомассива по 9 армодренирующих элементов в каждом диаметром $\varnothing 16$ мм и длиной $l_{эл} = 10, 15$ и 20 см (рис. 1). Армодренирующие элементы были изготовлены из сухой смеси на портландцементе марки ПЦ 500 в следующих пропорциях по массе: Ц:П = 1:9,1. Соотношение компонентов бетонной смеси бралось из расчета получения бетона класса С8/10 в стандартных условиях.

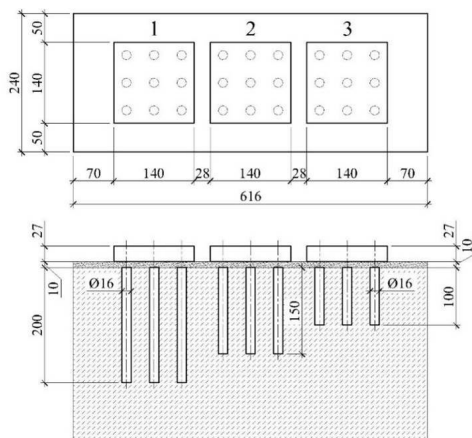


Рис. 1. Схема расположения моделей геомассива

1 – модель 1: $l_{эл} = 20$ см; 2 – модель 2: $l_{эл} = 15$ см; 3 – модель 3: $l_{эл} = 10$ см

Элементы устраивались в два этапа в шахматном порядке. На первом этапе было установлено по пять элементов в каждой модели геомассива, т. е. всего 15 элементов. Затем, по истечении трех суток, были установлены оставшиеся 12 элементов (рис. 2).

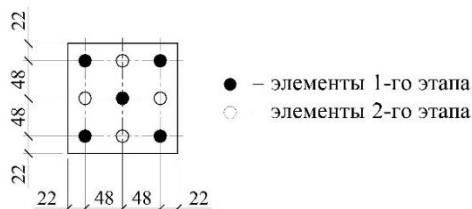


Рис. 2. Порядок устройства элементов

После устройства элементов над ними была изготовлена песчаная подушка толщиной 1 см из песка средней крупности с диаметром частиц менее 2 мм. В ходе проведения эксперимента применялись мероприятия по предотвращению испарения влаги и высыхания грунта.

По истечении 28 суток после устройства элементов и набором ими прочности были проведены штамповые испытания моделей геомассива. Нагрузка к штампам прикладывалась ступенями с шагом 0,2–0,4 кН с помощью рычага с передаточным числом 1:10. Для измерения осадок штампов, на каждой из них было установлено по два индикатора часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм. Всего было проведено три испытания штампом неармированного грунта и три испытания фрагментов геомассива.

На рис. 3 приведены полученные в результате испытаний графики зависимости осадок штампов от среднего давления под подошвой в зависимости от длины армодренирующих элементов. Для штамповых испытаний неармированного грунта приведен осредненный график.

Из полученных в ходе лабораторных исследований результатов видно, что применение геомассива из вертикальных армодренирующих элементов позволяет значительно увеличить несущую способность и уменьшить деформативность грунта.

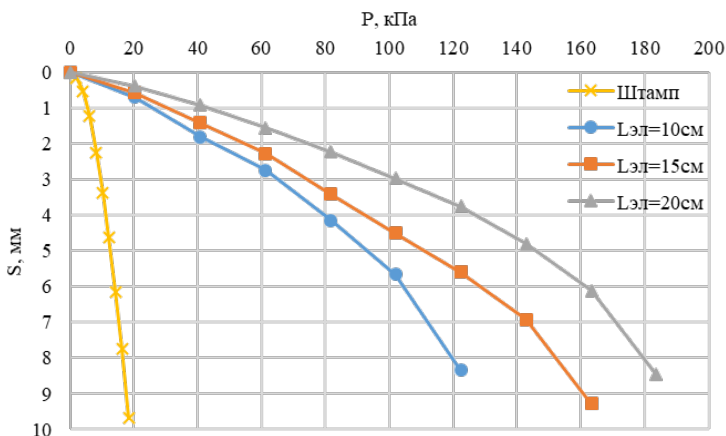


Рис. 3. График зависимости осадки штампа от давления, $S = f(P)$

2. Набор прочности ВАДЭ

В связи с тем, что согласно ТКП 45-5.01-268–2012 «Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства» армирующие элементы должны обладать большей прочностью, чем армируемый грунт, были проведены лабораторные исследования по набору прочности армодренажирующими элементами, изготовленными из сухой бетонной смеси в слабой водонасыщенной супеси.

Для испытаний использовалась слабая водонасыщенная супесь, помещенная в две емкости в виде круглого таза для строительных смесей объемом по $V = 90$ л.

В качестве армодренажирующего элемента в грунте были изготовлены два цилиндра диаметром $\varnothing 160$ мм и высотой $h = 270$ мм и $h = 250$ мм (рис. 4) из сухой бетонной смеси на портландцементе марки ПЦ 500 в следующих пропорциях по массе:

- Ц : П : Щ – 1 : 4,5 : 6,6 для образца № 1;
- Ц : П : Щ – 1 : 3,5 : 5,6 для образца № 2.

Соотношение компонентов сухих бетонных смесей для образцов № 1 и № 2 бралось из расчета получения бетонов класса С8/10 и С12/15 соответственно в стандартных условиях.

Для предотвращения испарения влаги и высыхания грунта емкости также герметично закрывались.

По истечению 56 суток образцы ВАДЭ были извлечены для внешней оценки и определения прочности на сжатие. В ходе внешнего осмотра было принято решение выровнять горизонтальные поверхности образцов с помощью цементного и гипсового растворов для того, чтобы в дальнейшем испытать образцы на прессе. Испытание образцов проводилось на гидравлическом прессе П-50.

В ходе испытания образцов на гидравлическом прессе разрушающая нагрузка составила $F = 20$ кН и $F = 25$ кН для образцов № 1 и № 2 соответственно. Согласно ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам» на основе разрушающих нагрузок была получена характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие образцов, которая составила $f_1 = 1,2$ МПа и $f_2 = 1,5$ МПа соответственно.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что сухая бетонная смесь, помещенная в виде армодрирующего элемента в водонасыщенный глинистый грунт, набирает прочность. Несмотря на то, что не было достигнуто нормативное значение f_{ck} , МПа, полученная прочность и давление, которое способен выдержать элемент, превышает прочность слабых грунтов и среднее давление, которое обычно передается на грунтовое основание от зданий (P до 0,3 МПа).

При этом стоит отметить, что в ходе испытаний образцов на прессе не были смоделированы реальные условия работы ВАДЭ, а именно работа в условиях трехосного сжатия, что может существенно занижать полученные результаты.

3. Изменение влажности глинистого грунта

Для лабораторных исследований по изучению изменения влажности пылевато-глинистых грунтов при устройстве армодрирующих элементов были подготовлены шесть пластиковых емкостей, заполненных грунтом, в которых устраивались элементы путем заполнения скважины подготовленной сухой бетонной смесью.

В качестве исследуемого грунта была взята та же слабая водонасыщенная супесь, что и в п. 1, с теми же характеристиками кроме:

- влажность до W , % и после W' , % опыта (табл. 1).
- показатель текучести до I_L и после I'_L опыта (табл. 1).

Армодрирующие элементы были изготовлены в виде шести цилиндров диаметром $\varnothing 80$ мм и высотой $h=100$ мм из сухой бетонной смеси на портландцементе марки ПЦ 500 в следующих

пропорциях по массе: Ц : П : Щ – 1 : 4,5 : 6,6. Соотношение компонентов сухой бетонной смеси бралось такое же, как и в пп. 1 и 2, из расчета получения бетона класса С8/10 в стандартных условиях.

Для предотвращения испарения влаги и высыхания грунта емкости герметично закрывались пленкой.

По истечению 28 суток армодренажные элементы были извлечены из грунта. После извлечения образцов были повторно взяты пробы грунта для определения изменения его влажности $\Delta W = W - W'$, % и показателя текучести $\Delta I_L = I_L - I'_L$ (таблица).

Таблица

Изменение влажности W , % и показателя текучести ΔI_L

Влажность и показатель текучести	Образец					
	1	2	3	4	5	6
W , %	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30
W' , %	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16
ΔW , %	1,14	2,16	1,33	2,58	2,39	1,99
I_L	0,33	0,40	0,53	0,59	0,65	0,82
I'_L	0,16	0,07	0,33	0,20	0,29	0,51
ΔI_L	0,17	0,33	0,20	0,39	0,36	0,31

С помощью методов статистической обработки результатов согласно ГОСТ 20522-2012 «Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний» было получено, что $\Delta I_L = 0,21$ с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$.

Закключение. На основе проведенных лабораторных экспериментальных исследований закрепления слабых водонасыщенных супесей геомассивами из ВДЭ можно сделать следующие выводы:

1. Применение ВДЭ из сухой бетонной смеси для закрепления слабой водонасыщенной супеси оправдано, является эффективным методом, который позволяет значительно увеличить несущую способность и уменьшить деформативность грунта.

2. Сухая бетонная смесь способна набрать прочность в слабой водонасыщенной супеси, при этом набранная прочность превосходит прочность грунта, что позволяет использовать ВДЭ в качестве армирующих элементов.

3. Согласно статистической обработке результатов лабораторных исследований применение ВАДЭ позволяет уменьшить влажность супеси на $\Delta W = 1,41\%$ и соответственно показатель текучести на $\Delta I_L = 0,21$ с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$.

4. В связи с тем, что метод геомассива с применением ВАДЭ из сухой бетонной смеси является достаточно новым и до сих пор не нашел отражения в действующих ТНПА Республики Беларусь, однако, как было доказано в ходе исследований является оправданным и эффективным, то в дальнейшем следует рассмотреть вопрос о включении данного метода в действующие ТНПА РБ.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Магушев, Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: Учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков – М. – СПб.: Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.

2. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

3. Сернов, В. А. Применение геомассива при строительстве комплекса жилой застройки «Вивальди» / В. А. Сернов, Т. В. Тронда // Повышение качества подготовки студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство»: сб. науч.-техн. ст. (материалы науч.-метод. сем.), Минск, 24 мая 2011 г. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол.: В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2011. – С. 309-314.

РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 69.01

К ВОПРОСУ ВЫБОРА МАТЕРИАЛА СТЕН ДЛЯ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

БОЗЫЛЕВ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Рассмотрены наиболее часто встречающиеся в малоэтажном строительстве стеновые материалы. Проанализированы достоинства и недостатки домов, построенных из этих материалов. Приведены сведения о разработанной автором технологии строительства каркасных зданий с монолитными стенами из нового вида ячеистого бетона и несъемной арболитовой опалубки.

Вопрос выбора стенового материала для строительства индивидуального дома в условиях рыночной экономики является не самым простым и требует квалифицированного подхода. Для Республики Беларусь традиционно в сельской местности наиболее распространены являются бревенчатые дома. Такие дома считаются наиболее благоприятными для проживания – обеспечивают оптимальный микроклимат, хорошо удерживают тепло зимой и сохраняют прохладу в летние месяцы.

Однако для таких зданий характерны и недостатки – высокая трудоемкость строительства, последующая усадка здания до 10% в течение года, что не позволяет сразу выполнить все отделочные работы. Кроме этого цельная древесина нередко растрескивается, качество конопатки стен в узкой зоне стыка отрицательно влияют на показатели термосопротивления.

При этом приходится смириться с невозможностью обеспечить современные требования термосопротивления стен, так как этот показатель определяется толщиной используемых брёвен. Попытки утеплить стены таких зданий могут привести из-за нарушения влагообмена к появлению в толще стены сырости и возникновению

очагов гниения древесины. И без дополнительного утепления деревянные дома требуют постоянного контроля за состоянием древесины, чтобы своевременно выявить очаги поражения древесины с последующим ремонтом. К этому списку недостатков следует добавить высокую пожароопасность таких зданий.

Если говорить о других видах традиционных малоэтажных зданий, то это кирпичные дома. При этом стены со стороны фасадов обычно выложены силикатным кирпичом, а внутренняя часть стен выполнена из глиняного кирпича. Единственное достоинство у таких зданий - не требуется постоянный контроль за состоянием стен и их пожарная безопасность. Использование стен из кирпича требует обязательного дополнительного утепления, а в этом случае фактор стоимости стен делает их не конкурентно-способными.

Современные подходы к выбору стеновых материалов для малоэтажного строительства ориентированы на использование эффективных конструкционно-теплоизоляционных материалов. В Республике Беларусь в настоящее время наибольший объем выпуска приходится на газосиликатные стеновые блоки. Были разработаны проекты для строительства домов усадебного типа из этого материала в сельской местности.

Однако опыт строительства и эксплуатации построенных домов со стенами из газосиликатных блоков выявил в ряде случаев невозможность проживания жильцов в таких домах из-за аварийного состояния, вызванного разрушением стен из газосиликатных блоков [1].

Разрушение газосиликатных блоков стен происходит из-за способности этого материала накапливать и удерживать влагу. В зимний период при отоплении помещений в стенах образуется перепад температур и внутри стены в точке росы происходит постоянное образование конденсата. Газосиликат, в отличие от ряда других стеновых материалов, накапливает влагу, она замерзает - увеличивается в объеме на 9% и разрушает стенки пор материала. Частично решает данную проблему использование снаружи силикатного кирпича или минераловатного утеплителя с защитным декоративным слоем.

Из других вариантов домов для сельской местности следует отметить щитовые дома. На производственной базе строительных организаций организовано изготовление таких панелей с минераловатным утеплителем, их доставка и сборка на месте строительства дома. У данных зданий также можно выявить недостатки - возмож-

ные вредные выделения химических веществ из утеплителя в процессе эксплуатации, низкие показатели звукоизоляции, низкая устойчивость домов, что в критических ситуациях может привести к обрушению зданий (рис. 1).

Опыт усадебного строительства домов в США, Канаде, Финляндии говорит о наибольшей распространенности домов на базе деревянного каркаса. Каркас собирается на месте строительства с последующей обшивкой листовым материалом и утеплителем внутри стен. Недостатки таких зданий такие же, что и у приведенных выше щитовых домах.



Рис. 1. Разрушение щитового дома из-за ветровых воздействий

Использовать преимущество экологичности древесины и стойкости к разрушению цементных материалов позволяет материал арболит, который изготавливается из древесной щепы и цемента. В Советском Союзе более 100 заводов производили стеновые панели, блоки и строили дома из арболита. Строительные материалы – аналоги арболита, получили распространение в таких странах, как Англия, Германия, Голландия, Россия, США, Япония и т.д.

В настоящее время наблюдается новый виток внимания к данному материалу. Около г. Санкт-Петербурга построен крупнейший в Европе завод по выпуску на основе арболита блоков durisol. Кроме строительства домов из стеновых блоков, определенный интерес представляет опыт строительства в России домов с деревянным каркасом и стеновым заполнением из монолитного арболита (рис. 2). Данное решение позволяет для домов с деревянным

каркасом обеспечить экологическую безопасность и устойчивость, пожарную безопасность, но не позволяет получить достаточного термосопротивления стен.



Рис. 2. Строительство каркасного дома со стенами из арболита

На кафедре «Технология строительного производства» БНТУ ведутся работы по разработке каркасного дома, в котором сочетаются экологические преимущества деревянного дома (стены «дышат» за счет использования в стенах арболитового слоя с направленной укладкой заполнителя) и высокие теплозащитные характеристики стен (за счет использования специального ячеистого бетона). При этом новый вид ячеистого бетона не накапливает влагу, а, следовательно, не разрушается в стене при эксплуатации.

Для замоноличивания стен новым видом ячеистого бетона используется несъемная арболитовая опалубка. Изготовление арболитовой опалубки ведется по технологии, защищенной полученным патентом РБ № 17055 [2]. Экономические расчеты свидетельствует о высокой конкурентноспособности новых видов домов, сочетающих в себе требования экологичности, высокой долговечности, пожаробезопасности и низкой стоимости.

Заключение. Сравнительный анализ стеновых материалов, используемых в малоэтажном строительстве, свидетельствует о важности для Республики Беларусь поиска новых решений в этой области, так как в настоящее время отсутствуют варианты зданий, сочетающие требования экологичности, высоких эксплуатационных показателей и низкой стоимости.

Анализ свидетельствует о перспективности разрабатываемых в БНТУ технических решений по каркасным домам с комплексным стеновым ограждением. Стены для таких зданий состоят из несъемной арболитовой опалубки и нового вида монолитного ячеистого бетона, не накапливающего влагу. В таких домах обеспечиваются как высокие теплозащитные характеристики стен, экологичность, так и низкая стоимость строительства.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сьюльжина А. Технология дала трещину / Советская Белоруссия №234 (24615), 2014. - 6с.
2. Способ уплотнения арболитовой смеси: Патент РБ на изобретение № 17055/ Бозылев В.В., Ягубкин А.Н. - 2015. - 3с.

УДК 693.22.004.18

ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗВЕДЕНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ НАРУЖНЫХ СТЕН ЗДАНИЯ С ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫМ СЛОЕМ ИЗ БЛОКОВ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

ЛЕОНОВИЧ С. Н., ПЕЛЮШКЕВИЧ А. И., КАЗАЧЕНКО Н. Я.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В 2017 году авторами статьи было выполнено освидетельствование технического состояния наружных стен здания 60-квартирного жилого дома по г.п. №30 в Микрорайоне «Восточный» в г. Молодечно. Обследование выполнялось в связи образованием трещин в наружных стенах здания.

Краткая техническая характеристика здания. Обследуемый объект построен в 2011 году и представляет собой пятиэтажный 60-квартирный жилой дом, расположенный в микрорайоне №11 «Восточный» в г. Молодечно. Проектная организация – КУП «Институт Молодечнопроект». Строительство здания выполнено ОАО «Передвижная механизированная колонна №212» г. Молодечно.

Здание с подвалом и скатной чердачной кровлей, прямоугольной формы в плане с максимальными размерами – 64.6 × 13.1 м; высота (относительно уровня наружной планировки) составляет ~ 18.6 м. Высота жилых помещений – 2.5–2.6 м; высота подвала – 2.3–2.3 м.

Жилой дом состоит из трех одинаковых сблокированных секций и является повторным применением объекта №10.002, разработанного КУП «Институт Молодечнопроект».

Здание имеет жесткую конструктивную схему, состоящую из продольных и поперечных несущих кирпичных стен, связанных дисками перекрытий из плит железобетонного многопустотного настила. На 1-5 этажах здания располагаются квартиры жильцов. Квартиры жилого дома благоустроены, оборудованы ванной и санузлом, имеют отдельные жилые комнаты, лоджии, кухни и встроенные шкафы. Набор квартир секции составляет - 1+1+2+2.

Результаты и анализ натурного обследования

Наружные стены здания ниже уровня планировки (стены подвала) выполнены из сборных бетонных фундаментных блоков ФБС (серия Б1.016.1-1) высотой 600 мм. Кладка блоков выполнена с перевязкой вертикальных швов на цементно-песчаном растворе марки М100. Толщина швов – 15–20 мм.

Средняя прочность бетона сборных фундаментных блоков ФБС по результатам неразрушающего контроля составляет 12.5–14.6 МПа.

Цокольные участки стен из блоков ФБС утеплены по схеме легкой штукатурной системы плитами экструдированного пенополистирола «Пеноплэкс» толщиной 40 мм.

По верхнему обрезу блоков стен подвала выполнен выравнивающий слой из цементно-песчаного раствора и устроена горизонтальная гидроизоляция из одного слоя битумно-полимерного материала приклеенного к основанию битумной мастикой.

Наружные стены выше цоколя на высоту 400 мм выложены из полнотелого керамического кирпича на цементно-песчаном растворе толщиной 640 мм.

Выше указанного участка – устроена двухслойная конструкция наружных стен. Внутренний слой стены выполнен из эффективного керамического кирпича КРПУ-150/25 на цементно-песчаном растворе.

Наружный слой стены выполнен из блоков ячеистого бетона 625×250×250-2.5-500-35-2 по СТБ 1117-98, согласно представленного паспорта № 1183 от 28.02.2011 производителем блоков является завод строительных материалов «Забудова» (п. Чисть, Молодечненский район).

Для определения фактических характеристик ячеистобетонных блоков (прочность, плотность и влажность) были выполнены работы по их отбору из конструкции стены для проведения лабораторных испытаний.

В результате выполненных лабораторных испытаний отобранных блоков установлены их следующие показатели:

- прочность на сжатие – 2.9 МПа;
- средняя плотность при естественной влажности – 562 кг/м³;
- влажность – 3.0 %.

Сравнивая полученные данные с данными паспортов на блоки можно сделать вывод о соответствии показателей прочности и плотности. Влажность блоков в ходе эксплуатации здания снизилась до 3 % по сравнению с отпускной (34.1 %).

Соединение наружного и внутреннего слоев кладки выполнено анкерами ГС-1 с шагом 500 мм по высоте и по горизонтали с шагом 250 мм (рис. 1).

В результате контрольных вскрытий стен были обнаружены анкерные связи. Анкера защищены антикоррозийным покрытием из цинка. В пределах ячеистых блоков связи уложены на клею в борозды глубиной 10 мм. Диаметр анкерных связей – 6 мм.

Кладка ячеистобетонных блоков выполнена на клеевой растворовой смеси, согласно паспорта № 326 от 24.02.2011 производителем кладочной смеси является завод строительных материалов «Забудова» (п. Чисть, Молодечненский район). Марка смеси – РСС кладочная, цементная, М100 F75 Пк3 с противоморозной добавкой.

В результате контрольных вскрытий определены толщины вертикальных и горизонтальных швов между ячеистобетонными блоками: вертикальные швы – 1.5–2.0 мм; горизонтальные швы – 1.2–2.0 мм, что соответствует требованиям действующих норм (п.7.5 [9]).

С наружной стороны стены оштукатурены защитно-отделочным составом (паспорт № 2831 от 30.08.2011) с последующей акриловой окраской. Толщина защитно-отделочного слоя по результатам контрольных вскрытий составляет 5–6 мм.

В ходе натурного обследования наружных стен здания были выявлены следующие дефекты:

- вертикальные трещины в наружном слое стен из ячеистобетонных блоков. Трещины расположены преимущественно в зонах расположения оконных проемов, ширина раскрытия трещин составляет 0.1–0.2 мм.

- вертикальные трещины в наружном слое стен из ячеистобетонных блоков (рисунок 4). Трещины расположены на торцевых («глухих») стенах здания по осям «1» и «4» практически на всю высоту здания.

Причиной образования трещин в наружном (теплоизоляционном) слое стены из ячеистобетонных блоков по торцевым фасадам здания является отсутствие вертикальных деформационных (температурно-усадочных) швов.

Согласно требований п.8.55–8.57 [5] для исключения образования трещин, вызванных деформациями теплоизоляционной кладки, следует предусматривать вертикальные и горизонтальные деформационные (температурно-усадочные) швы.

Расстояние между вертикальными деформационными швами следует принимать не более 6.0 м. При этом расстояние от углов до ближайшего вертикального деформационного шва не должно превышать 3.0 м.

Пример расположения деформационных швов согласно требований [5] приведен на рис. 1.

Деформационные швы следует устраивать непрерывными на всю высоту или длину отсека только на участках теплоизоляционной кладки.

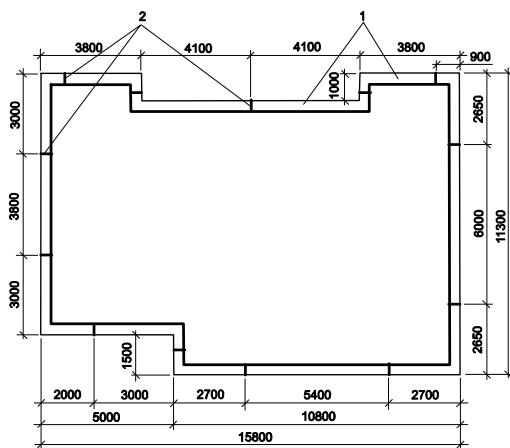


Рис. 1. Пример расположения деформационных швов по периметру здания:
 1 – теплоизоляционная кладка; 2 – деформационные швы

Ширина торцевых («глухих») стен здания составляет 12,7 м, ни одного деформационного шва в стенах в ходе натурального обследования не выявлено, что и привело к образованию трещин.

Причина трещинообразования также подтверждается характером расположения трещин – вертикальные трещины практически на всю высоту здания, расположенные на расстоянии примерно 2–5 м от углов здания).

Возможной причиной образования трещин в местах расположения оконных проемов здания является различная деформативность наружного - теплоизоляционного (ячеистобетонного слоя) и внутреннего – несущего (кирпичного) слоев конструкции стены.

Заложенные в проектной документации и вскрытые в ходе натурального обследования анкерные связи (выполнены из гладких стержней $\text{Ø}6$ S240 и установлены с шагом 250 мм по горизонтали и 500 мм по вертикали, что обеспечивает практически жесткое крепление теплоизоляционного слоя. Дополнительная заделка связей в борозды ячеистобетонных блоков глубиной 10 мм на клею также не способствует свободной деформации наружного слоя стены относительно внутреннего.

Места расположения трещин – по бокам оконных проемов, преимущественно на нижних этажах здания подтверждает причину их образования – в местах наибольших напряжений и деформаций.

В ходе отбора образцов ячеистобетонных блоков был открыт доступ для освидетельствования наружной поверхности кирпичной кладки. В результате натурного обследования были выявлены дефекты в виде отсутствия заполнения швов кладки раствором, недостаточная величина перевязки кирпичей в смежных рядах, сверхнормативная толщина растворных швов.

Необходимо отметить, что низкое качество кирпичной кладки, в частности повышенная воздухопроницаемость за счет неполного заполнения швов раствором, может приводить к увлажнению наружного слоя из жилых помещений, что также способствует образованию трещин в ячеистобетонных блоках.

Заключение. Для обеспечения дальнейшей эксплуатационной пригодности наружных стен здания, а также для прекращения образования трещин в наружном теплоизоляционном слое стен рекомендуется выполнить следующей рекомендации:

- Для исключения образования трещин, вызванных деформациями теплоизоляционной кладки, следует выполнить вертикальные деформационные (температурно-усадочные) швы по торцевым стенам здания по осям «1» и «4».

- Расстояние между вертикальными деформационными швами следует принимать не более 6.0 м. При этом расстояние от углов до ближайшего вертикального деформационного шва не должно превышать 3.0 м. Пример расположения деформационных швов приведен в [5].

- Деформационные швы следует выполнять путем разрезки наружного теплоизоляционного слоя по всей высоте стен на всю толщину слоя с последующей заделкой мастичными материалами.

- Произвести ремонт участков стен с трещинами в зонах расположения оконных проемов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету» (с изменениями № 1, № 2, № 3). Издательство стандартов, 1988.

2. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010.

3. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2008.

4. ТКП 45-1.04-119-2008. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа. - Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2008.

5. Пособие П8-04 к СНиП 3.03.01-87. Проектирование и устройство тепловой изоляции наружных стен зданий и сооружений с применением изделий из ячеистого бетона. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2005.

УДК 624.012.3.041.6.042.5

ОТКАЗ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА В РЕЗУЛЬТАТЕ ВМЕРЗАНИЯ В МОРСКОЙ ЛЕД И ПОСЛЕДУЮЩЕГО ОТТАИВАНИЯ

¹ЛЕОНОВИЧ С.Н., ²МАЛЮК В.В.

¹Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

²ООО «Трансстрой-Тест»,
Южно-Сахалинск, Россия

Рассмотрен опыт строительства морских гидротехнических сооружений в тяжелых гидрометеорологических условиях эксплуатации. Проанализированы характерные разрушения бетона в зоне переменного уровня после первого зимнего сезона. Установлены причины разрушения бетона в виде явного внезапного отказа. Предложена схема формирования структуры бетона при морозных и солевых воздействиях в зависимости от зрелости структуры бетона. Намечены направления дальнейших исследований в области прогнозирования долговечности конструкций из бетона и железобетона для морских гидротехнических сооружений.

Несмотря на большое число выполненных исследований по созданию стойкого бетона для морских сооружений, вопрос стойкости бетона и железобетона в тяжелых гидрометеорологических условиях эксплуатации остается актуальным и в настоящее время. Исследователи отмечают [1, 8, 9, 14, 17, 18] - сегодня нет проблем в деле изготовления долговечного бетона даже для весьма агрессивных и коррозионных сред. Проблема заключается в создании надежных и долговечных конструкций. Это означает, что явно недостаточно существующих методов расчета, конструирования и организационно-технологических мер по обеспечению стойкости бетона, поскольку практически невозможно учесть расчетным путем влияние всех факторов ее определяющих. Поэтому за последние годы появились новые исследования в области создания моделей долговечности для прогноза срока службы конструкций и сооружений [7, 11]. Важное место в решении данной проблемы отводится созданию практической модели поведения конструкции во времени на основе проведения мониторинга в процессе эксплуатации конструкции с учетом всех её фактических характеристик. Поэтому дальнейшее накопление экспериментальных данных о поведении конструкций в агрессивных и суровых условиях, позволяющих адекватно оценивать деградацию бетона в конструкциях, является весьма актуальной задачей. Следует отметить, что на Дальнем Востоке систематические натурные и лабораторные исследования стойкости бетона морских гидротехнических сооружений проводятся с 1970 года по настоящее время. В период с 1970 г по 1990 г эти исследования проводились в Сахалинской научно-исследовательской лаборатории ВНИИ транспортного строительства (ЦНИИС), а затем, после реорганизации лаборатории, исследования в данном направлении ведутся в компании «Трансстрой-Тест» [12, 13]. В данной работе приведены результаты исследований стойкости бетона на основе опыта строительства морских сооружений на Дальнем Востоке за последние 15 лет, в которых принимали участия сотрудники компании «Трансстрой-Тест».

В процессе строительства морских причальных и оградительных сооружений из бетона и железобетона достаточно часто строители сталкиваются с проблемой разрушения новых конструкций в зоне переменного уровня после первого зимнего сезона, т. е. через 3-4 месяца эксплуатации.

Разрушение такого вида нельзя характеризовать как деградацию [3] или деграционный отказ [4] бетона, поскольку под этим понимается постепенное понижение уровня эксплуатационных характеристик материалов. В соответствии с общетехнической терминологией [4] данный вид разрушения классифицируется как явный внезапный отказ – скачкообразный переход объекта в неработоспособное состояние, обнаруживаемое визуально при подготовке объекта к применению или в процессе его применения.

В данной статье приводится анализ характерных случаев разрушения бетона при строительстве морских гидротехнических сооружений на Дальнем Востоке за период с 2003 по 2010 год. Например, при строительстве берегозащитного участка корневой части причала МОФ на заводе сжиженного природного газа (СПГ) в п. Пригородное (о.Сахалин) из фасонных блоков- гексабитов (далее- блоков), наблюдали разрушение бетона в отдельных блоках, расположенных в зоне переменного уровня, после первого зимнего сезона. (рис. 1).

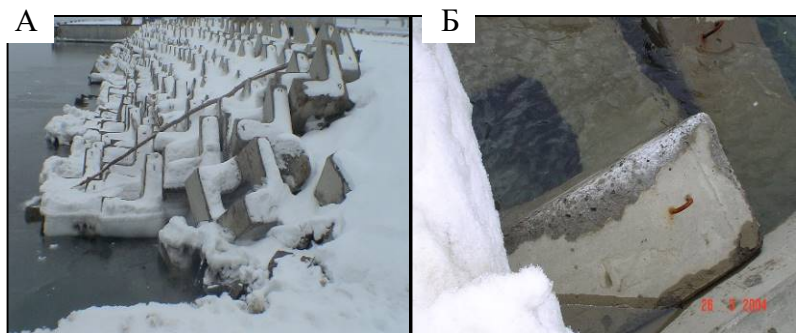


Рис. 1. А – общий вид берегозащитного сооружения корневой части причала МОФ (п. Пригородное, завод СПГ, о. Сахалин) в зимний период; Б – характер разрушения бетонных блоков (гексабитов) после первого зимнего сезона

Отличительной особенностью морских берегозащитных сооружений, эксплуатируемых на о. Сахалин, является то, что при установлении отрицательных температур воздуха происходит постепенное нарастание слоя морского льда на поверхности бетона (рис. 1-А). Изделия вмораживает в морской лед в зоне переменного уровня и в таком состоянии находятся в течение 3–4 месяцев. Данные условия эксплуатации отличаются от обычных приливно-отливных воздействий на бетон вертикальных причальных стенок

в зоне переменного уровня. Эта особенность условий эксплуатации блоков, вмерзших в морской лед, проявилась марте 2004 года после таяния льда. На отдельных блоках наблюдали разрушение поверхностного слоя бетона на глубину до 4 см (рис. 1-Б). Блоки изготавливали в заводских условиях с применением пропаривания по мягкому режиму. Специалисты компании «Трансстрой-Тест» на основании анализа всех технологических переделов изготовления изделий установили следующее. На заводе осуществляли контроль качества на всех технологических переделах, поэтому исключалась вероятность выпуска бетонной смеси с показателями качества, не соответствующих проектным требованиям- В22,5, F2300, W6. Для изготовления бетонной смеси применяли комплексную добавку СНВ+СЗ, что позволяло обеспечить содержание воздуха в смеси в пределах 4–6 % и морозостойкость бетона не ниже марки F2300. Следовательно, на стадии приготовления бетонной смеси обеспечивались все установленные требования. Анализ процесса изготовления блоков показал следующее. В возрасте 3–4 суток после набора бетоном прочности 70 % от проектной прочности В22,5 блоки отгружали на объект. В соответствии с техническими требованиями к продукции заводского изготовления этой прочности достаточно для отгрузки потребителю [5]. В силу организационных причин складирования блоки, изготовленные в ноябре-декабре 2003 г, сразу укладывали в зону переменного уровня, что было установлено по маркировки на блоках. Однако в соответствии с требованиями [15], пропаренные блоки допускается укладывать в зону переменного уровня после выдерживания не менее 15 суток при положительных температурах. На основании этого было сделано заключение, что несоблюдение сроков выдерживания бетона стало основной причиной разрушения поверхностного слоя после первого зимнего сезона. Специалистами компании «Трансстрой-Тест» было рекомендовано строителям переместить блоки с поверхностными разрушениями в подводную зону. Это решения было принято на основании того, что, с одной стороны, конструктивная особенность берегозащитного сооружения из фасонных блоков позволяла перемещать отдельные блоки из зоны переменного уровня в подводную зону без существенных затрат, с другой- лабораторные и экспериментальные натурные исследования, которые ранее проводились в лаборатории «Трансстрой-Тест», показали, что в подводной зоне дальнейшая

деградация материала не происходит, поскольку отсутствуют основные разрушающие факторы - циклы замораживания и оттаивания и обмерзание льдом. Последующие обследования сооружения показали, что в подводной зоне процессы деградации бетона в поврежденных блоках прекратились, они сохраняют свои эксплуатационные показатели в течение 15 лет. Блоки, которые устанавливались в зону переменного уровня с предварительной выдержкой, сохраняют первоначальный внешний вид в течение всего периода эксплуатации – 15 лет.



Рис. 2. Характерный вид разрушения бетона в зоне переменного уровня после первого зимнего сезона: А – берегоукрепление из гексабитов в порту Козьмино (г.Находка, Приморский край, 2008 г); Б – причальная стенка в порту Углегорск (о. Сахалин, 2010 г).

Аналогичные случаи разрушения бетона из-за недостаточного срока выдержки бетона наблюдали при устройстве берегозащитного сооружения в порту Козьмино (Приморский край, г. Находка) в 2008 году (рисунок 2-А) и при реконструкции причальной стенки в порту Углегорск (о. Сахалин) в 2010 году (рисунок 2-Б). Данные примеры свидетельствуют о том, что не соблюдение одного из требований к технологии- срока выдерживания, приводит к серьезным последствиям. В силу конструктивной особенности морских берегозащитных сооружений из фасонных блоков типа тетраподов или гексабитов, эти последствия можно исправить без существенных затрат, как это было сделано на заводе СПГ или в порту Козьмино. Однако восстановление причальной стенки в порту Углегорск до работоспособного состояния потребовало значительных затрат.

В зависимости от уровня потери эксплуатационных свойств отказ можно классифицировать как по критичности, так и по причинам его возникновения. В рассмотренных случаях отказ относится производственному отказу, поскольку произошел вследствие производственных недоработок. Явный внезапный отказ обусловлен, с одной стороны, характером внешних воздействий- обмерзанием конструкций морским льдом, с другой- не обеспечены условия выдерживания бетона при положительных температурах после пропаривания. Есть все основания считать, что процесс накопления структурных дефектов в бетоне при обмерзании морским льдом происходит более интенсивно, чем при воздействии циклов замораживания и оттаивания от обычных отливно-приливных явлений в зоне переменного уровня вертикальных стенок морских причальных сооружений.

Следовательно, суровость реальных условий службы морских сооружений может отличаться от нормативной суровости, которая классифицируется по расчетной зимней температурой наружного воздуха [16]. Приведенные примеры служат доказательством того, что суровость условий является одним из параметров, который определяет скорость разрушения бетона. При оценке реальной суровости внешних воздействий следует учитывать такие параметры процесса обмерзания, как продолжительность и температуру. Опыт эксплуатации морских сооружений на побережье о. Сахалин дает основание полагать, что в зоне переменного уровня в зимний период при воздействии только отливно-приливных явлений без обмерзания конструкции льдом скорость накопления повреждений в структуре бетона происходит значительно медленнее и не приводит к внезапному разрушению бетона. Процесс обмерзания не моделируется при стандартных испытаниях на морозостойкость, поэтому при исследованиях [2] не выявлено влияние на пропаренные морозостойкие бетоны последующего выдерживания. Приведенные примеры показывают, что скорость разрушения пропаренного бетона зависит от продолжительности твердения при положительных температурах. Исходя из того, что продолжительность и температура в период ухода влияет на скорость гидратации и соответственно влияет на развитие прочности бетона. А.М. Невилль [10] предложил период выдерживания оценивать показателем «зрелости» бетона, который следует измерять в градусах-часах или в градусах-сутках.

Установлено, что морозостойкость имеет более устойчивую связь с параметрами структуры бетона, чем с прочностью бетона. В соответствии с общими представлениями о цементных бетонах [1, 17, 18], в его структуре происходят деструктивные процессы и процессы упрочнения, которые можно назвать конструктивными. Исходя из полученных результатов, есть основания предполагать, что при равной степени агрессивности внешних природно-климатических воздействий, характер развития этих процессов в бетоне зависит от уровня «зрелости» структуры к моменту начала эксплуатации. Состояние структуры бетона во времени будет определяться соотношением указанных процессов. Схематически развитие процессов формирования структуры бетона на стадии эксплуатации в зависимости от начального уровня зрелости структуры бетона показано на рис. 3.

$$\Delta s = \Delta_k > \Delta_d \text{ или } \Delta s = \Delta_k < \Delta_d, \quad (1)$$

где Δs – показатель состояния структурной прочности бетона;

Δ_k – мера, характеризующая конструктивные процессы;

Δ_d – мера, характеризующая деструктивные процессы.

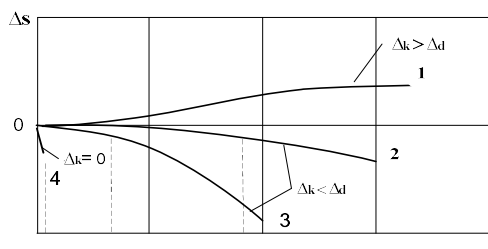


Рис. 3. Схематическое представление процесса формирования структуры бетона при морозных и солевых воздействиях для бетонов с различным уровнем зрелости структуры

Многочисленные исследования морозостойкости бетона и опыт эксплуатации, приведенный в данной статье, дает основание предполагать, что существует нормативный уровень зрелости структуры бетона, который позволяет обеспечить долговечность конструкции в конкретных условиях эксплуатации.

$$K_p^f \geq K_H^f, \quad (2)$$

где K_H^f – нормативном уровне зрелости структуры бетона;
 K_p^f – фактический уровень зрелости структуры бетона.

Условно можно принять, что в начальный период конструктивные и деструктивные процессы находятся в равновесии независимо от уровня зрелости бетона:

$$\Delta_k = \Delta_d, \text{ т. е. } \Delta s = 0.$$

При нормативном уровне зрелости структуры бетона: $K_p^f = K_H^f$ перед началом эксплуатации структура должна формироваться с преобладанием конструктивных процессов, т. е. $\Delta_k > \Delta_d$. Схематически это представлено в виде кривой 1 на рис.3. Формирование структуры бетона при $K_p^f < K_H^f$ происходит с преобладанием деструктивных процессов ($\Delta_k < \Delta_d$) – кривые 2 и 3 на рис. 3. При этом скорость деструктивных процессов будет определяться величиной K_p^f к началу эксплуатационных воздействий. Рассмотренные в статье примеры разрушения бетона в сооружениях соответствует случаю, когда значение K_p^f имеет такое низкое значение, при котором наблюдается не деградационный, а внезапный отказ ($\Delta_k = 0$) - кривая 4 на рис. 3.

Опыт строительства морских гидротехнических сооружений на Дальнем Востоке свидетельствует о том, что от уровня зрелости структуры бетона к началу эксплуатации, который формируется в стадии изготовления конструкций и выдерживания бетона, зависит долговечность или расчетный срок службы сооружения. Следует отметить, что для железобетонных конструкций должны устанавливаться более высокие требования к обеспечению уровня зрелости структуры бетона, чем к бетонным конструкциям, поскольку в процессе эксплуатации железобетонных конструкций в расчетный срок службы не допускается снижение или потеря защитных функций бетона по отношению к арматуре.

Исходя из приведенных примеров, для прогноза сроков службы строительных объектов целесообразно разрабатывать модели долговечности бетона с учетом показателя уровня «зрелости» структуры бетона перед началом эксплуатации.

Закключение. Опыт строительства морских причальных и берегозащитных гидротехнических сооружений в районах с тяжелыми гидрометеорологическими условиями показывает, что в зоне переменного уровня при обмерзании конструкций морским льдом разрушение бетона может происходить за первый зимний сезон. Фактически происходит не деградационный, а внезапный отказ. Это свидетельствует о том, что при обмерзании бетона степень суровости воздействия на структуру бетона более высокая, чем воздействие циклов замораживания и оттаивания от обычных приливно-отливных явлений в зоне переменного уровня вертикальных стенок морских причальных сооружений. Объективная оценка причин разрушения бетона в сооружениях, изготовленного по конкретной технологии, позволяет определить наиболее вероятные причины деградации и высокой скорости ее развития. Установлено, что одним из факторов, вызывающий внезапный отказ бетона, является недостаточность периода выдерживания (вызревания) после изготовления конструкций. Предлагается временной период выдерживания оценивать критерием «зрелости» структуры бетона (K^f). Внезапный отказ бетона следует рассматривать, как один из частных случаев несоответствия, при котором $K_p^f < K_H^f$. Дальнейшие исследования в направлении определения параметров бетона, по которым можно рассчитывать критерий зрелости структуры, позволит осуществлять прогноза долговечности конструкций, изготовленных по конкретной технологии.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
2. Гладков В.С. Рост прочности морозостойких бетонов после пропаривания /Поляков Б.И., Егорычева Т.К./ В сб. научных трудов ЦНИИСа «Вопросы долговечности бетона транспортных сооружений». М., 1979, с. 153 (с. 41–48).

3. ГОСТ 27751–2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения: - Введен с 01.07.2015

4. ГОСТ 27.002–2015 Надежность в технике. Термины и определения:.- Введен с 01.03.2017.

5. ГОСТ 13015–2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения: - Введен с 01.01.2014.

УДК 624.012.3.041.6.042.5

РАСЧЕТ-ПРОГНОЗ СРОКА СЛУЖБЫ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА: ЦИКЛИЧЕСКОЕ ЗАМОРАЖИВАНИЕ-ОТТАИВАНИЕ В ЗОНЕ ПЕРЕМЕННОГО УРОВНЯ МОРЯ

¹ЛЕОНОВИЧ С. Н., ²МАЛЮК В. В.

¹Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

²ООО «Трансстрой-Тест»,

Южно-Сахалинск, Россия

Рассмотрены нормативные основы в области обеспечения долговечности. Проанализирован опыт строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений в тяжелых гидрометеорологических условиях морского побережья о. Сахалин. Приведены результаты проектирования долговечности бетона на предписывающей основе нормативных документов. Предложен временной период, который можно на стадии проектирования принять за расчетный срок службы сооружений. Выявлены основные причины деградационных отказов бетона, наблюдаемые в ранние сроки эксплуатации.

В последние годы к вопросам долговечности бетона привлечено внимание многих специалистов, расчёты конструкций на долговечность становятся нормой во многих странах мира [3, 6, 13]. Применяемый в течение многих лет в отечественной и зарубежной практике термин «долговечность конструкций» являлся субъективным и часто трудно определяемым количественно.

До настоящего времени общепринятого и нормированного метода расчета бетонных и железобетонных конструкций на долговечность не существует. Однако с принятием таких нормативно-правовых актов, как закона «О техническом регулировании» [16] и технического регламента о безопасности зданий и сооружений [17], создана правовая основа в области обеспечения безопасности зданий и сооружений, определены требования к обеспечению долговечности строительных объектов. На основании этих законов стандартизированы термины и основные понятия, даны определения этим понятиям, которые наполняют конкретным смыслом термин «долговечность» [2]. В связи с этим необходимо выделить ряд положений, которые касаются долговечности. Во-первых, введено понятие жизненный цикл здания или сооружения - период, в течение которого осуществляются проектирование, строительство и эксплуатация. Принципиальное отличие и важность данного подхода к решению проблемы обеспечения безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности заключается в следующем. Если ранее в сфере строительства основными действующими лицами были проектировщики и строители, то с принятием технического регламента о безопасности зданий и сооружений появился новое лицо - эксплуатант. Это обусловлено тем, что сегодня внимание общества обращено не только на стоимость возведения, но и на возрастающую с каждым днем стоимость их эксплуатации. Однако в настоящее время нормативные документы, на основании которых должны реализовываться требования технического регламента находятся на стадии разработки. Например, нормативный документ по правилам эксплуатации [11] принят только в феврале 2017 года. Выделение в градостроительной деятельности эксплуатанта, который наделяется законными правами, безусловно, потребует корректировать подход к обеспечению долговечности на стадии проектирования и строительства. Известно, что основные проблемы, связанные с некачественным проектированием и строительством, приходится решать на стадии эксплуатации. Поэтому технический регламент [17] обязывает в целях предупреждения действий, вводящих в заблуждение эксплуатанта, в проектной документации здания или сооружения указывать информацию о сроках эксплуатации здания или сооружения и их частей. Данная информация необходима эксплуатанту для эффективной организации работ по надлежащему содержанию

объекта. Основной эксплуатационной деятельностью является минимизация затрат в заданные сроки эксплуатации. Цель эксплуатации – минимальная стоимость срока службы, поэтому на стадии проектирования должны задаваться не только стандартные временные параметры [2]: расчетный срок службы и срок службы сооружения, но и качественные характеристики, посредством которых при строительстве будет обеспечена работоспособность строительного объекта в заданные временные периоды на стадии эксплуатации [17].

В действующем нормативном документе [2] даны понятия терминам долговечность и временным параметрам в период эксплуатации сооружения:

долговечность: способность строительного объекта сохранять прочностные, физические и другие свойства, устанавливаемые при проектировании и обеспечивающие его нормальную эксплуатацию в течение расчетного срока службы.

расчетного срока службы: установленный в строительных нормах или в задании на проектирование период использования строительного объекта по назначению до капитального ремонта и (или) реконструкции с предусмотренным техническим обслуживанием; расчетный срок службы отсчитывается от начала эксплуатации объекта или возобновления его эксплуатации после капитального ремонта или реконструкции.

срок службы: продолжительность нормальной эксплуатации строительного объекта с предусмотренным техническим обслуживанием и ремонтными работами (включая капитальный ремонт) до состояния, при котором его эксплуатация недопустима или нецелесообразна.

Как видно, перед проектировщиком стоит достаточно сложная задача, которая может решаться только на основе надежных методах расчета или прогноза временных периодов эксплуатации:

$$T_L = \sum T_s^1 + T_s^{2s} + \dots + T_s^n , \quad (1)$$

где T_L – срок службы сооружения, годы;

T_s – расчетный срок службы, годы.

Следовательно, мерой долговечности является расчетный срок службы T_s . В период срока службы сооружения T_L временных периодов T_s может быть несколько. Для морских гидротехнических сооружений целесообразно величину периода T_L рассчитывать из условия минимизации их количества в период срока службы T_L , поскольку особенность морских гидротехнических сооружений - малая ремонтпригодность и высокая стоимость капитального ремонта.

В настоящее время проектная концепция по долговечности имеет предписывающий характер. Для реализации вышеуказанных требований технического регламента [17] отсутствует нормативная база, позволяющая обосновано назначить требования к параметрам строительного объекта, которые позволяют гарантированно обеспечить безопасную и эффективную эксплуатацию в расчетный срок службы.

В соответствии с принятой классификацией гидротехнических сооружений [9], нормирование сроков службы морских гидротехнических сооружений не предусмотрено. Правом назначения срока службы наделяется заказчик, который может руководствоваться рекомендациями нормативного документа [2]: для сооружений, эксплуатируемых в условиях морской среды, рекомендуемый срок службы не менее 25 лет.

Известно, долговечность зависит, прежде всего, от качества принятых проектных решений, которые должны реализовываться в процессе строительства. Поэтому подход к назначению долговечности (расчетного срока службы) основанный на интуиции и опыте, который применяется в настоящее время, безусловно, не будет удовлетворять эксплуатанта.

В течение последних 60 лет проблема обеспечения долговечности бетона конструкций морских гидротехнических сооружений решалось путем повышения морозостойкости. Движение в направлении усовершенствования свойств бетона и технологии изготовления бетонной смеси позволили разработать принципиальные основы технологии бетонов высокой морозостойкости [4]. Опыт строительства показал, что это направление продуктивно и представляет определенный интерес. Основным достижением проведенных исследований явилось то, что было установлена важная роль в обеспечении высокой морозостойкости воздухововлекающих добавок. Во второй половине прошлого столетия эти технологии были использованы на строительстве морских сооружений в суровых

климатических условиях СССР. Впервые они были использованы при строительстве в 1960 г Кольской ПЭС. В дальнейшем систематические исследования по морозостойкости бетона и долговечности морских гидротехнических сооружений в течение 1970-1990 гг. проводились на Дальнем Востоке [8, 9]. Известный ученый в области изучения долговечности бетона транспортных сооружений Ф.М. Иванов в своей работе [1] отметил, что исследования, принятые в СССР на испытательных стендах Кольской ПЭС и Сахалинской научно-исследовательской лаборатории ЦНИИС Минтрансстроя, позволили сделать заключение, что проблема создания стойких бетонов для морских сооружений решена. Выработанные в течение многих лет приемы получения бетонов высокой морозостойкости нашли отражение в нормативных документах [7, 12, 14, 15]. Сегодня нет проблем в деле изготовления долговечного бетона даже для весьма агрессивных и коррозионных сред. Подтверждением этого является опыт строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений на побережье о. Сахалин в течение последних 40 лет, проектирование которых осуществлялось на предписывающей основе нормативных документов [7, 14, 15]. В отношении данных сооружений имеется полная информация о бетоне, материалах для бетона, технологии изготовления конструкций для этих сооружений [8]. В течение эксплуатации сооружений проводятся периодические обследования с целью оценки состояния бетона [9]. Результаты выполненных исследований позволили выделить существенные факторы, влияющие на стойкость бетона в зоне переменного уровня, что позволяет представить долговечность в виде функции:

$$D = f(C_m; C_x; C_d; C_l; C_p; C_i), \quad (2)$$

где D – долговечность или расчетный срок службы конструкции (изделия), годы;

C_m – показатель, характеризующий качество материалов бетона;

C_x – показатель, характеризующий состав бетона;

C_d – показатель, характеризующий эффективность структурообразующей добавки;

C_t – показатель, характеризующий качество приготовления бетона;

C_p – показатель, характеризующий качество изготовления конструкции (изделия);

C_L – показатель, характеризующий «зрелости» структуры бетона к началу эксплуатации.

Как видно из выражения (2) долговечность — это комплексное свойство, зависящее от многих факторов. Следует отметить, что показатели выражения (2), в свою очередь, является комплексным

$$C_{(m,x,d,p,l)} = f \cdot (x_1, \dots, x_n), \quad (3)$$

где $x_1 \dots x_n$ – качественные характеристики материалов бетона или параметры технологического процесса.

При обеспечении нормативных свойств материалов и параметров технологических процессов (x) показатели (C) в выражении (2) должны иметь базовое значение равное 1. Опыт эксплуатации сооружений показывает, что для решения практических вопросов обеспечения долговечности в пределах минимум 40 лет достаточно выполнение предписывающих требований нормативных документов. Следовательно, при $C_{(m, x, p, l)} = 1$ долговечность (расчетный срок службы) будет составлять не менее 40 лет, т. е. $D > 40$.

В связи с отсутствием данных, которые позволяют оценить значимость для долговечности каждого из показателей (C), приведенных в выражения (2), нельзя прогнозировать долговечность при условии, когда $C < 1$. Наблюдаемые случаи деградационного отказа в начальной стадии эксплуатации, как правило, связаны с не соблюдением предписывающих требований на этапе изготовления и выдерживания конструкций, т. е. когда показатели C_p и C_L меньше 1. Поэтому, для решения практических вопросов прогнозирования долговечности, необходимо установить влияние на морозостойкость показателей C_p и C_L . Из-за отсутствия методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях при показателях C_p и C_L меньше 1, возникает неопределенность в прогнозе долговечности реальных конструкций.

Заключение. Опыт строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений в тяжелых гидрометеорологических условиях морского побережья о. Сахалин показал, что проектирование долговечности бетона на предписывающей основе нормативных документов позволяет обеспечить долговечность бетону не менее 40 лет. Это период при проектировании сооружения можно принять за расчетный срок службы конструкций в зоне переменного уровня. Отсутствие методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях и отсутствие данных о фактической морозостойкости бетона в конструкциях не позволяет надежно прогнозировать долговечность на стадии эксплуатации сооружения. В связи с этим разработка методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях является одним из наиболее важных направлений исследований для разработки методов расчета срока службы конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шисль. – М.: Стройиздат, 1990.- 320 с.
2. ГОСТ 277751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения
3. Леонович С.Н. Прочность конструкционных бетонов при циклическом замораживании-оттаивании с позиции механики разрушения- Брест: изд-во БрГТУ, 2006.- 380 с.
4. Иванов Ф.М. Бетон и железобетон в суровых климатических условиях. В сб. научных трудов ЦНИИСа, вып. 78, «Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях». Изд. М., ЦНИИС, 1974, с. 192 (с. 5-13).
5. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты /Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузев Е.А.- М. Стройиздат, 1980.

К ВОПРОСУ О ВЫБОРЕ ЭФФЕКТИВНЫХ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ОЧИСТКЕ ДОЖДЕВЫХ СТОКОВ

¹СТАНКЕВИЧ Д. И., ²СЫРИЦА И. С.

¹ООО «РодолитАква»

²Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Насыщенность рынка очистных сооружений дождевых (ливневых) стоков сооружениями различной конструкции и из различных материалов вызывает у Застройщиков (Инвесторов) много вопросов, касающихся эффективности, надежности и реальной стоимости данных сооружений.

Сооружения дождевых (ливневых) стоков применяются практически повсеместно при строительстве всех объектов. Даже при строительстве жилья, если строится паркинг (автостоянка) с большим количеством парковочных мест, требуется применение сооружений дождевых стоков.

Согласно техническому регламенту ТР [1] в Беларуси оборудование для очистных сооружений не подлежит обязательной сертификации. Это открывает простор для вольного толкования эффективности применения данных сооружений как заказчиками (инвесторами) или строительными организациями (подрядчиками), так и производителями, и поставщиками оборудования.

Поэтому хотелось бы разъяснить, на что следует обращать внимание при выборе оборудования и с какими проблемами при его эксплуатации могут столкнуться организации Беларуси, приобретающие и эксплуатирующие очистных сооружения дождевых стоков.

Для начала, задумаемся над тем, для чего нужны очистные сооружения? Если во время дождя на асфальте видна радужная пленка, которая свободно вместе с дождевой водой попадает в дренажный колодец, то источник проблем нашей экологии, загрязнение окружающей среды нефтепродуктами (НП), налицо. Всюду, где движется и паркуется автотранспорт, как правило, есть подтекание масла из-за неисправностей смазочной системы автомобиля и его

попадание в дождевые стоки. При выпуске неочищенных стоков в водоемы на поверхности воды образуется нерастворимая пленка, которая препятствует поступлению кислорода в воду, что приводит к отмиранию в водоеме бактерий, растений и животных. Это нарушает возможность самоочищения водоема своими силами. В 60-е годы 20 века на р. Рейн в Германии из-за этого случилась глобальная экологическая катастрофа.

Вторым основным загрязнителем являются взвешенные вещества (ВВ), основные из них - песок или глина. Они опасны для окружающей среды по той же причине. Во время дождя нефтепродукты на них адсорбируются и, таким образом, тоже являются носителями той же самой угрозы. Чтобы сохранить окружающую среду, необходимо устранить из сбрасываемых в водоемы сточных вод НП и ВВ. Экологи в разных странах подошли к решению этой проблемы по-разному.

В странах Евросоюза нормативы по предельно-допустимым концентрациям (ПДК) загрязнений достаточно либеральные - 5 мг/л по НП и 50 мг/л по ВВ. И используются они повсеместно, в том числе, и при строительстве жилья. Дренажные колодцы там повсеместно оборудованы песколовками, которые удерживают взвесь еще до того, как она попадает в канализацию.

В Беларуси очистные сооружений дождевых стоков ставят только там, где загрязнений действительно много, причем, очищается не весь сток, а только 70% годового стока. 30% стока, который на очистные сооружения якобы не попадает, считается условно чистым. Это: дождевые воды с крыш, если для них сделана отдельная канализация, и стоки во время самых сильных ливней, после того, как в первые минуты дождя основная "грязь" успеет попасть в очистные сооружения. Поэтому у нас и требования существенно отличаются.

В Беларуси с 2017 г. и в настоящее время применяются следующие нормативы по ПДК очищенных дождевых вод : 0,3 мг/л по НП и 20 мг/л по ВВ, т. е. в 16 раз более жесткие (по НП) по сравнению с нормами стран Евросоюза. При этом нужно отметить, что до этого нормировались не только два этих показателя, а еще 14 других, а требования были еще жестче. Например, при выпуске в водоем рыбо-хозяйственного назначения ПДК по НП составляла 0,05 мг/л. Чтобы практически оценить эту цифру основываясь на опыте личных наблюдений, нужно представить, что нефтяной

пленки на поверхности воды не видно «невооруженным глазом» при ПДК по НП –5мг/л, а требования по указанной ПДК в питьевой водопроводной воде - 0,1 мг/л.

При расчете производительности сооружений проектировщики выполняют традиционный расчет по подбору очистных сооружений производительности сооружений и их характеристик, т. е. конкретно указывают, какие необходимы очистные сооружения согласно действующего ТКП [2] по показателям очистки.

Упрощенный расчет мощности очистных сооружений достаточно прост. Если застройка примерно площадью 1 га, то необходимы очистные сооружения на 15 л/с, а максимальный сток с площадки раз в год будет достигать 120 л/с. Этот сток создадут дождевые осадки, в результате которых в г. Минске на ул. Немиге обычный автотранспорт не сможет двигаться вследствие высокого уровня дождевых вод, равного примерно 20–30 см. Для ясности нужно дополнить, что в нашем случае необходимо очистить от НП и ВВ полтора ведра воды объемом за секунду. Технологий, которые позволяют это осуществить, не так уж и много.

Главным методом очистки от НП и ВВ является гравитационный способ очистки дождевых стоков, при котором взвесь с ВВ, которая тяжелее воды, осаждается, а НП, которые легче воды, легче - поднимаются на поверхность воды. Производители тем или иным способом усиливали этот основной эффект, но и только. Остальные 14 показателей устранились лишь косвенно и их нормировать не было смысла.

На основании вышесказанного можно сделать первый вывод об эффективной конструкции очистных сооружений: при всей примитивности технологии, самым важным параметром для очистных сооружений является их объем. Он влияет на время седиментации загрязнений и он же определяет количество грязи, которое очистные сооружения могут принять до того, как они прекратят эффективно работать или просто случится «проскок» накопившихся загрязнений.

Проектировщики для расчетов берут начальные показатели ПДК дождевых вод, поступающих на очистку: 40 мг/л по НП и 500 мг/л по ВВ. При этом они нигде не поясняют их «практический смысл», и как следствие – заказчикам (инвесторам) трудно понять, что на самом деле означают эти цифры. Необходимо пояснить: 500 мг/л – это 0,5г/л или 1/2000часть. Из школьного курса

географии известно, что в Беларуси выпадает за год примерно 700 мм осадков (точная цифра для Минска 683мм). Это означает, что на 1м² площади за год выпадет примерно 0,7 м³ воды, а на 1га - в 10000 раз больше или 7000 м³ воды. При этом 1/2000 часть от этого количества это - 3,5 т грязи, которую необходимо задержать в очистных сооружениях.

Не вдаваясь в подробности, можно сделать второй вывод об эффективной конструкции очистных сооружений: общепринятой схемой очистных сооружений является "песколовка" с минимальным объемом на 5 минут отстаивания и "нефтеловушка" - на те же 5 минут отстаивания. "Песколовка" производит лишь предварительную очистку от крупной взвеси, т. е. задерживает не более 60%.

В «нефтеловушке» задерживается еще примерно 36% оставшейся взвеси и почти все нефтепродукты. Предварительная очистка нужна, чтобы не перегружать загрязненными основной технологический блок очистных сооружений.

Для нахождения объема стоков за 5 минут отстаивания необходимо производительность очистных сооружений умножить на 300 секунд. В приведенном примере застройки при площади застройки 1 га это будет 15 л/с x 300 с или 4500 л. В двух емкостях (в "песколовке" и "нефтеловушке") должно находиться 9000 л дождевых стоков.

Очевиден факт, что если кто-то предлагает «эффективные» по исполнению корпуса импортных или отечественных очистных сооружений, производительностью 15л/с, но выполненные в одной емкости общим объемом 2000 л, проблемы при эксплуатации гарантированы. В таком объеме задержится не более 30% загрязнений. Да, и места для нефтешлама в них просто нет.

Зачастую поставщики импортного оборудования не достаточно ясно описывают особенности эксплуатации своих очистных сооружений. Например, указывается, что сооружения компании "АСО" (Германия) обеспечивают - 5мг/л по НП и 50мг мг/л по ВВ. Где же задерживается остальная "грязь"? Ответ прост и ясен: в Германии дополнительные (предварительные) "песколовки" стоят на каждом дренажном колодце.

Белорусские производители в условиях отсутствия сертификации и в рамках конкурентной среды в условиях кризиса, когда на конкурсах и тендерах по закупке оборудования, заказчики обращают

внимание только на стоимость приобретаемого оборудования, разрабатывают очистные сооружения с уменьшенными размерами: как по объему самих очистных сооружений и недостаточной гидравликой по отделению загрязнений, так и объему применяемых технологических модулей. Несмотря на то, что производитель оборудования выпускает продукцию согласно техническим и нормативно-правовым актам (ТНПА) Беларуси, России, странам Евросоюза показатели очистки сточных вод согласно данным ТНПА при этом никем не контролируются. Ни один даже серьезный производитель не тестирует свои очистные сооружения ни на специальных стендах, ни на уже построенных объектах, где применены очистные сооружения. Как результат - проблемы качества очистки сточных вод при выходе очистных сооружений на проектную мощность и при длительной эксплуатации.

Более тщательную очистку дождевых стоков можно выполнить с использованием технологии с использованием коалесцентных модулей ("коалесценция" – прилипание подобного к подобному), усилителей сепарации НП и ВВ, а также технологии с трубными элементами большого диаметра.

Количество предлагаемых коалесцентных модулей (фильтров) на рынке превышает 20 видов. От очень плотных фильтров, до трубных модулей до 10см. Один и тот же производитель может предлагать несколько модификаций, поясняя что они - аналоги одного и того фильтра. На самом же деле каждая модификация фильтра, характеризуется своими показателями (ПДК) по очистке сточных вод.

Основная проблема, которая возникает при эксплуатации очистных сооружений с использованием коалесцентных модулей - быстрая "забивка" ("засоряемость") фильтров, которые при ненадлежащем уходе или его отсутствии при эксплуатации вообще перестают пропускать сточные воды. Как результат - загрязнение окружающей среды вследствие того, что все неочищенные дождевые воды не поступают на очистку, а идут по обводной линии, предназначенной для аварийного сброса чистой воды во время самого сильного ливня, в водоприемные сооружения или на рельеф местности. В ходе эксплуатации очистных сооружений быстро выясняется, что фильтры нужно менять и утилизировать очень часто, причем в ряде случаев стоимость работ по замене фильтров превышает сумму штрафов за сброс неочищенной воды в окружающую среду.

Заслуживают внимания технологии с трубными элементами (модулями) большого диаметра. Засора там не бывает, но и объем этих элементов должен быть сопоставим с размером самих очистных сооружений, иначе очистка нужной степени не достигается. Как правило, проблемы с очистными сооружениями с трубными элементами характеризуются тем, что требуемые показатели по ПДК - не достигаются изначально. В дальнейшем ситуация может усугубляться еще тем, что вследствие того, что модули, как правило по своей конструкции - не извлекаемые из очистных сооружений, а предлагаемая технология их очистки при ненадлежащем уходе оказывается уже не эффективна, ремонту не подлежат и может потребоваться полная замена очистных сооружений. На основании вышеуказанного можно сделать вывод: что предпочтение следует отдавать очистным сооружениям с извлекаемыми медленно "засоряемыми" модулями, у которых соотношение межпорового пространства должно компенсироваться достаточным объемом самих модулей.

Сложившаяся в Беларуси ситуация с эксплуатацией очистных сооружений дождевых (ливневых) стоков требует серьезного анализа. Уже сейчас организации, эксплуатирующие очистные сооружения пять и более лет, сталкиваются с ситуацией, что в течение указанного срока расходы на очистку стоков дождевой канализации (расходы на обслуживание и ремонт сооружений, расходы на уплаты штрафов за загрязнение окружающей среды) превышают первоначальную стоимость оборудования. Заказчики все внимательнее стали подходить к выбору оборудования.

Что можно взять за основу при выборе оборудования в первом приближении? Самое простое - попросить у фирмы-производителя (поставщика) предъявить протоколы независимых химических анализов дождевых стоков на действующих объектах, на которые фирма-производитель (поставщик) осуществила поставку очистных сооружений, а также попросить продемонстрировать работающие длительный срок очистные сооружения. Как не странно, зачастую простым критерием "эффективной" работоспособности очистных сооружений является демонстрация поставщиком или производителем небольшого или, наоборот, большого количества загрязнений в оборудовании эксплуатирующихся очистных сооружений. При этом надо иметь ввиду, что обязательное присутствие в очистных фильтрах (модулях) сооружений загрязнений, может означать наличие

двух проблем: на "засоренные" фильтры очистных сооружений загрязнения (взвесь воды НП и ВВ) или уже не поступают (уходят по обводной линии) или в очень крупных коалесцентных модулях(фильтрах) взвесь воды с НП и ВВ не успевает задерживаться и "проходит" свободно без очистки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность : ТР 2009/013/ВУ* [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://sertis.by/files/reglament.pdf> – Дата доступа: 20.12.2015.

2. Системы дождевой канализации. Строительные нормы проектирования ТКП 45-4.01-57-2012 . Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Введ. 2012–12–01. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2012. – 32 с.

УДК 624.012

МЕТОДЫ ПОСТРОЕНИЯ ВНУТРЕННЕЙ РАЗБИВОЧНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЕТИ И ИХ ОСОБЕННОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ.

ТИТОВ В. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время все большее распространение получило высотное домостроение. Между тем строительство высотных зданий имеет свою специфику, свои особенности. И чем выше здание, тем серьезнее задачи встают перед строителями, и в свою очередь перед геодезическим обеспечением строительства таких зданий. Особенности геодезического обеспечения строительства вызваны особенностями решения задач самого строительства.

Геодезическое сопровождение строительства высотных зданий независимо от высоты сооружения можно разделить на несколько этапов. Первый этап – создание исходной геодезической основы разбивочных работ. Следующий этап – вынос осей в котлован и на

исходный горизонт. Затем, передача осей и отметок высот на монтажный горизонт. И, наконец, разбивочные работы на монтажном горизонте.

Исходная геодезическая основа разбивочных работ включает в себя сеть пунктов геодезического обоснования, с которых выполняют разбивку главных и основных осей, потому на этом этапе нет никаких особенностей. Главной, ключевой задачей геодезического сопровождения строительства высотных зданий является построение внутренней пространственной геодезической сети здания, которая в идеале представляет собой сеть пунктов, расположенных по вертикали от исходного до последнего монтажного горизонта. Решают эту задачу выносом в натуру пунктов пересечения осей на исходном горизонте, а затем передают эти пункты с исходного на монтажные горизонты. Существует несколько методов передачи осей на монтажный горизонт:

- Метод наклонного проецирования.
- Метод горизонтальных углов или метод угловой засечки.
- Метод линейной засечки.
- Метод вертикального проецирования.
- Метод свободной станции.
- Спутниковый метод.

Метод наклонного проецирования пригоден при высоте зданий не выше 50 метров и чаще всего применяется при строительстве сборных панельных и блочных зданий. Высотные же здания строятся преимущественно по различным схемам каркасных и монолитных конструкций. При таких конструкциях построение внутренней разбивочной сети на монтажном горизонте необходимо выполнять вдали от края здания. Потому метод наклонного проецирования при строительстве высотных зданий даже на высоту 50 м (приблизительно 16 этажей) не применяется из-за отсутствия видимости закрепления осей.

Методы горизонтальных углов и линейной засечки [2] также не нашли применения в высотном домостроении, так как имеют тот же недостаток, что и метод наклонного проецирования.

Метод вертикального проецирования также является классическим методом передачи осей на монтажный горизонт. Однако, этот метод очень широко используется в настоящее время при строительстве высотных зданий. Обеспечивается этот метод применением

специальных приборов – приборов вертикального проецирования или по-другому, приборами «зенит надир». В отличие от других классических методов, указанных выше, этот метод имеет огромные преимущества: высокая точность передачи осей по вертикали, простота использования. В настоящее время используется немецкий прибор вертикального проецирования FG-L100. Этот прибор является современным аналогом прибора PZL-100, который выпускался в прошлом компанией Карл-Цейс Йена и является лучшим прибором, применяемым для этих целей в настоящее время. FG-L100 позволяет передавать плановое положение осей по вертикали с точностью 1 мм на 100 м. В совокупности с другими ошибками, такими как ошибка центрирования прибора, ошибка визирования и ошибка фиксации этот метод дает точность до 2 мм на 100 метров. И это обеспечивает точность передачи осей на горизонт до 200–300 метров. Недостатком метода вертикального проецирования является то, что для передачи осей по вертикали необходимо организовывать проемы в монолитных перекрытиях с таким расчетом, чтобы край проема, отстоял от визирного луча на расстоянии не менее 10 см. Но с увеличением этажности здания выдержать это требования становится все труднее. Увеличивать отверстие нецелесообразно, так как передавать оси необходимо не менее, чем в трех точках монтажного горизонта. В таком случае этот метод требует большого количества сквозных технологических отверстий в плитах. К тому же прибор, как уже говорилось, работает до 100 м. И это накладывает свою особенность в передаче осей на более высокий этаж. В таких случаях применяют шаговый метод работы с этим прибором. Например, передают оси с исходного горизонта на монтажный высотой 80–100 метров. Затем этот монтажный горизонт принимают за исходный, и вновь передают оси на горизонты высотой до 80–100 метров, относительно монтажного горизонта, принятого за исходный. Таким образом, можно обеспечить точность передачи осей на высоту до 200–300 метров. Выше не рекомендуется применять этот метод, так как идет накопление ошибок шаговой передачи и особенно ошибки центрирования.

Метод свободной станции является новым методом. Этот метод используется при применении в строительстве электронного тахеометра. Суть метода состоит в том, что электронный тахеометр может быть установлен в любом удобном месте на монтажном

горизонте и, используя обратную линейно-угловую засечку, быстро и точно определяет координаты своего местоположения, а затем, используя полярный метод, определяет и координаты пунктов геодезической сети на монтажном горизонте. Правда, построение внутренней разбивочной геодезической сети на монтажном горизонте требуется выполнять с высокой точностью, по крайней мере, с точностью выше, чем точность внешней разбивочной геодезической сети. Для этого создается специальная опорная геодезическая сеть с высокой точностью, пункты которой представляют собой светоотражающие пластины, прикрепленные к высотным зданиям. И чем выше будут прикреплены эти пластины, тем дольше они будут использоваться при поднятии вверх монтажного горизонта, так как тахеометр всякий раз будет устанавливаться на монтажном горизонте. Потому очень важно при строительстве высотного здания иметь недалеко другие высотные здания с меньшей этажностью. То есть, для того, чтобы построить здание высотой в 300, 400 метров и далее необходимо сначала построить здания, допустим в 60-100 метров, то есть здания в 20–30 этажей. Этой особенности в настоящее время придерживаются при строительстве зданий в Москве, в Соединенных Штатах Америки, Арабских Эмиратах, в Китае и других странах, где ведется высотное строительство. Координаты светоотражающих пластин определяют с высокой точностью в соответствии с классом строящегося здания. Для этого используются различные методики. Например, рассмотрим схему, приведенную на рис. 1.

На схеме точка O_1 является местом стояния тахеометра на исходном горизонте (на схеме – прямоугольник). Используя обратную линейно-угловую засечку определяют координаты точки O_1 по пунктам внешней разбивочной сети А,Б,Д.

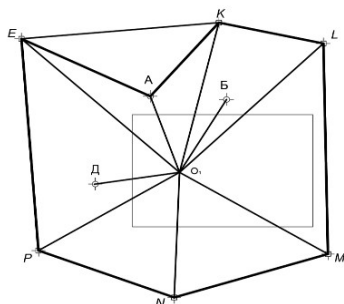


Рис. 1.

Пункты A, B, D – пункты внешней разбивочной сети
 Пункты E, K, L, M, N, P – светоотражающие пластины

Затем полярным методом определяют координаты заложенных пунктов – светоотражающих пластин E, K, L, M, N, P . При этом тахеометром будут измерены расстояния от пункта O_1 до светоотражающих пластин и привязочные углы $AO_1E, EO_1K, KO_1L, LO_1M, MO_1N, NO_1P$. Таким образом, будут определены координаты пунктов E, K, L, M, N, P с точностью внешней разбивочной сети. Далее, вычисляют расстояния между пластинами и составляют виртуальный пространственный ход полигонометрии A, E, K, L, M, N, P, A , который будет опираться на один пункт исходной разбивочной основы (на схеме пункт A). Углы у пунктов полигонометрии можно определить по теореме косинусов, последовательно решая треугольники. Таким образом, полигонометрический ход будет свободный, и лишенный влияния ошибок исходных данных. Под свободной сетью вообще понимается построение, в котором число исходных данных недостаточно для ориентации и фиксации геодезической сети в соответствующем пространстве [1]. Точность полигонометрического хода будет назначаться заданием относительной ошибки вычисления приращений координат, в зависимости от класса строящегося здания, согласно нормативным требованиям. Из-за недостаточной точности определения расстояния и привязочных углов в полигонометрическом ходе может возникнуть невязка. Уравнивание необходимо произвести по методу наименьших квадратов. Так будут повторно определены координаты пунктов светоотражающих пластин, но уже с требуемой нормативной точностью.

В дальнейшем эти пункты будут использованы для создания внутренней разбивочной сети на всех монтажных горизонтах. В случае если будет отсутствовать видимость допустим между точками O_1 и L, M , то может быть использована схема, представленная на рис. 2.

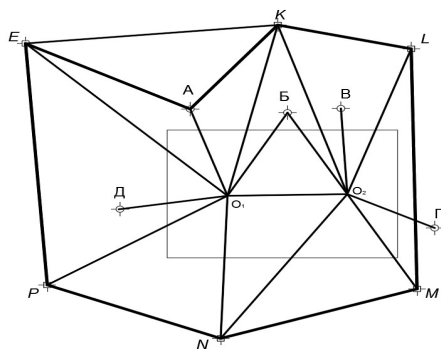


Рис. 2

Благодаря такой методике установки светоотражающих пластин метод свободной станции можно будет применять при строительстве зданий высотой до 300–400 м. Ограничением применения этого метода с увеличением высоты будет отсутствие видимости пунктов из-за увеличения угла наклона. Потому, чем выше изначально будут расположены светоотражающие пластины, тем дольше они могут быть использованы при разбивочных работах на монтажных горизонтах. Применяя этот метод для создания внутренней разбивочной сети на монтажном горизонте, необходимо тщательно выполнять контрольные измерения на каждом горизонте, объем которых будет гораздо больше, чем при применении метода вертикального проецирования, так как в методе свободной станции измерения будут производиться на монтажных горизонтах независимо друг от друга. В первую очередь необходимо производить контроль разворота сети. Этот контроль выполняется измерением азимута на удаленную точку местности, который должен быть равен на исходном горизонте и на каждом монтажном горизонте между собой. И это обстоятельство также будет ограничивать применение этого метода.

При строительстве более высоких зданий используется спутниковый метод. Спутниковый метод основывается на применении высокоточного спутникового и геодезического оборудования, например, электронного тахеометра. Для работы GPS-приемников устанавливается на объекте постоянно действующая станция. Далее работа приемников может быть организована по разным технологиям. Одна из технологий предусматривает работу нескольких GPS-приемников, установленных на монтажном горизонте, которые будут принимать сигналы со спутников на протяжении долгого времени. Таким образом, определяют усредненные координаты антенн, установленных на монтажном горизонте по габаритам здания. На антенны устанавливаются светоотражатели или светоотражающие пластины. По ним производятся измерения методом свободной станции электронными тахеометрами и разбиваются оси для детальной разбивки на монтажном горизонте. Для исключения ошибок разворота разбивочной сети на монтажном горизонте также как и в методе вертикального проецирования и свободной станции производят измерения азимута на удаленную точку, установленную на высотном сооружении. То есть, даже этот метод требует наличия на местности хотя бы одного высотного здания. В Москве, например, такими сооружениями служат сталинские высотки. По такой методике строилось и самое высокое сооружение в мире – Дубайская башня, которое имеет высоту 818 метров. [4]

Необходимо заметить, что при применении спутникового метода необходима видимость более четырех спутников для более точного определения координат. Однако в северных широтах видимость спутников такого количества может быть не обеспечено из-за того, что орбиты спутников NAVSTAR не рассчитаны для работы в таких широтах. Система ГЛОНАС у которых орбиты спутников дают такую возможность в настоящее время еще не вошла в полную мощность. И эту особенность необходимо учитывать при строительстве высотных зданий в северных широтах. В настоящее время здания выше 400 метров построены только в странах южной широты.

Как отмечалось выше для исключения ошибок разворота разбивочной сети на каждом монтажном горизонте необходимо контролировать азимут на местный контур. Однако, начиная еще с небольшой высоты, на строящееся здание уже воздействуют различные факторы, такие как солнечное излучение, ветровые нагрузки,

деформационные осадки и другие. Из-за этих воздействий строящееся здание на больших высотах имеет колебательные движения, что будет затруднять не только контроль разворота, но и определение координат с помощью GPS. При строительстве Дубайской башни эту задачу решали применением приборов измерения наклона (инклонометров) и программно-аппаратного комплекса для совместной обработки всей информации, которая позволяла определять координаты в любой момент времени [4].

Все эти воздействия имеют причинно-следственную связь, благодаря чему колебательные движения можно предвычислить с определенной точностью. Например, из-за солнечного излучения происходит разница температур при нагреве здания. Это воздействие суточное и циклическое и, для того, чтобы учитывать это, необходимо определять температурное расширение или сжатие применяемых материалов строительства. Ветровые нагрузки также предвычисляются по розе и силе ветров многолетних наблюдений. Предрасчет амплитуды движения даст возможность учитывать поправки в координаты передаваемых по вертикали осей, и это надо знать на каждый момент времени на каждой высоте [3]. Эти расчеты должны выполняться еще при проектировании сооружения. Понятно, что неучтенные ошибки будут появляться, но они будут идентифицированы постоянными геодезическими наблюдениями деформаций строящегося здания. И эти наблюдения при увеличении высоты здания должны становиться не дискретными, а постоянными. Это главнейшая особенность геодезического обеспечения при строительстве высотных зданий. И это одна из причин того, что СНиПы не предъявляет требования к точности передачи осей на монтажный горизонт при высоте здания более 120 метров. Для строительства высотных зданий необходим индивидуальный проект строительства и проект производства геодезических работ, а также индивидуальный расчет точности передачи осей по вертикали, в котором, устойчивость здания не должна обеспечиваться постоянным повышением точности геодезических измерений, так как эти измерения будут выполняться уже в десятых долях миллиметра. Устойчивость здания на больших высотах должна обеспечиваться постоянной точностью геодезических измерений и жесткостью строительной конструкции.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Маркузе Ю.И. Уравнивание и оценка точности плановых геодезических сетей, М., Недра, 1982.
2. Нестеренок М.С. Альтернативные методы геодезического обеспечения строительства высотных зданий, – Вестник БНТУ, 2009, №6, с.5-6.
3. Нестеренок М.С., Вексин В.Н.. Учет температурных, силовых и усадочных поправок при вертикальных геодезических разбивках высотных зданий, - Наука и техника, 2013, №6, с.35-37.
4. Яценко А.И., Евстафьев О.В. Геодезическое обеспечение возведения небоскреба BURJ-DUBAI, - Геопрофи, 2009, №6, с.8-13.

УДК 69.059.7

ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ КРУПНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ МАШИНОСТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

ШЕВКО В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Крупные предприятия машиностроительного комплекса в современном виде сформированы в 60-е годы прошлого столетия. Механосборочные производства объединены, как правило, в одном здании общей площадью 4000 тысяч квадратных метров. Технологические процессы с различной взрывопожарной и пожарной опасностью не выделены противопожарными преградами. Здания выполнены в стальном каркасе с размером ячейки 12×12, 12×18, 12×24 метров. По результатам обследования техническое состояние элементов каркаса оценивается как удовлетворительное с физическим износом 10–25%.

Варианты реконструкции (модернизации). Техническая возможность и стоимость реконструкции предприятий оценивается в предпроектной документации в соответствии с [1].

В соответствии с п.8 [2] здания (сооружения) и помещения, установки, оборудование объекта должны использоваться только по целевому назначению, определенному проектной и эксплуатационно-технической документацией, и в соответствии с указанными в них требованиями. Следовательно, здание (сооружение) может эксплуатироваться в соответствии с проектной и эксплуатационной документацией до реконструкции, капитального ремонта, технического переоснащения, перепрофилирования в соответствии с ТНПА действовавшими на момент проектирования и строительства.

Для реконструкции (модернизации), капитального ремонта, технического переоснащения, перепрофилирования разрабатывается проектная документация в соответствии с действующими на момент проектирования ТНПА. Основные затраты приходятся не в реконструкцию (расширение, перепланировка, устройство встроенных помещений, замена технологического оборудования, оснастки и т. д.), а в приведение здания в целом до требований действующих на момент проектирования ТНПА. В первую очередь это относится к блоку 2.02 «Пожарная безопасность» Национального комплекса ТНПА в области архитектуры и строительства.

Рассмотрим два варианта решения задачи приведения реконструируемых зданий в соответствие с требованиями действующих ТНПА блока 2.02 «Пожарная безопасность».

Вариант 1. Пожарная нагрузка считается заданной (определяется действующей технологией производства).

На основании расчета температурного режима пожара [3] определяется необходимость огнезащиты несущих конструкций стального каркаса здания. Если температура на поверхности несущих металлических конструкций выше 500°C , то нанесение огнезащитного покрытия является обязательным [4].

По результатам расчета категорий по взрывопожарной и пожарной опасности (ВПО) помещений и здания в целом [5] определяется необходимость устройства автоматической системы пожарной сигнализации и автоматического пожаротушения согласно [6].

По указанному варианту, примерно в 80% промзданий, требуется огнезащита практически всех стальных несущих конструкций и устройство автоматических установок пожаротушения.

Вариант 2. Уменьшить пожарную нагрузку применением современных технологических решений до размеров, при которых:

- расчетная температура на поверхности несущих стальных конструкций при пожаре будет ниже 500⁰С – огнезащита стальных конструкций не требуется;

-категории помещений по ВПО будут В4, Д – устройство автоматического пожаротушения не является обязательным.

Основными материалами, составляющими пожарную нагрузку, на предприятиях машиностроения являются: трансмиссионные и гидравлические масла в технологическом оборудовании, лакокрасочные материалы, шины.

В настоящее время имеется широкий выбор негорючих трансмиссионных и гидравлических жидкостей. Замена горючих трансмиссионных и гидравлических масел на негорючие проводится при выполнении регламентных работ с оборудованием.

Исключить пожароопасные окрасочные участки возможно при переходе на водорастворимые краски.

Уменьшить количество шин, хранящихся на участке сборки колес, представляется возможным за счет улучшения логистики подачи комплектующих на сборку.

Сравнение вариантов. Средняя стоимость реконструкции одного м2 общей площади по статьям затрат приведена в таблице.

Таблица

Статьи затрат	Стоимость реконструкции, рублей / 1 м ² общей площади
Реконструкция, в т. ч:	
-разработка проектной документации	6,6
-экологическая и госстройэкспертиза	0,4
-установка нового оборудования, замена и ремонт существующего технологического оборудования,	58,1
-огнезащита несущих стальных конструкций	121,0
-устройство автоматического пожаротушения	54,0
Всего	240,1
Всего (без огнезащиты и автоматического пожаротушения)	65,1

1. По варианту 1 основные инвестиции будут выполнены в производственное здание и не улучшат пожарную, экологическую безопасность технологического процесса. Инвестиции в здание через амортизационные отчисления будут перенесены на себестоимость выпускаемой продукции.

2. По варианту 2 основные инвестиции будут направлены в совершенствование технологического процесса, а именно на пожарную (за счет снижения пожарной нагрузки), экологическую (за счет снижения вредных выбросов) безопасность и улучшение условий труда.

Решение о проведении реконструкции принимается заказчиком (инвестором) по результатам оценки выбранной технологии производства, технической возможности, экономической целесообразности, промышленной и экологической безопасности предприятия.

Выводы. 1. Соблюдение требований ТНПА при реконструкции промышленных зданий выполненных в стальном каркасе без огнезащиты несущих конструкций влечет за собой дополнительные затраты соизмеримые с инвестициями в технологическое оборудование.

2. При выборе технологии производства предпочтение следует отдавать пожаробезопасным технологиям.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-1.02-298-2014*. Строительство. Предпроектная (прдынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения. – Мн.: МАиС, 2018. – 52с.

2. ППБ Беларуси 01-2014. Правила пожарной безопасности Республики Беларусь. – Мн.: МЧС РБ, 2014. - 211с.

3. СТБ 11.05.03-2010. Пожарная безопасность технологических процессов. Методы оценки и анализа пожарной опасности. Общие требования. – Мн.: Госстандарт РБ, 2010. -71с.

4. ТКП 45-2.02-142-2011*. Здания, строительные конструкции, материалы и изделия. Правила пожарно-технической классификации. – Мн.: МАиС РБ, 2015. – 21с.

5. ТКП 474-2013. Категорирование помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности. – Мн.: МЧС РБ, 2013. – 57с.

6. НПБ 15-2007* Область применения автоматических систем пожарной сигнализации и установок пожаротушения. – Мн.: МЧС Республики Беларусь, 2016. – 29с.

Научное издание

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

*Материалы Международной научно-технической конференции
(Минск, 30 мая 2018 г.)*

Подписано в печать 26.09.2018. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 23,25. Уч.-изд. л. 18,18. Тираж 50. Заказ 670.

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.