



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---



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

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

**ЧАСТЬ 1**

**Минск  
БНТУ  
2013**

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---

---

Строительный факультет

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

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

*22–23 мая 2013 г.*

В 2 частях

Часть 1

Минск  
БНТУ  
2013

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

Редакционная коллегия:

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

Рецензенты:

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

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

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

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

**ISBN 978-985-550-312-6 (Ч. 1)**  
**ISBN 978-985-550-314-0**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2013

## СОДЕРЖАНИЕ

*Лишай И.Л.*

Европейские подходы в техническом регулировании строительной отрасли Республики Беларусь ..... 7

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

*Голубев Н.М., Зверев В.Ф.*

К вопросу о послевузовской подготовке специалистов строительного профиля..... 15

*Даниленко И.В., Коледа С.М., Смех В.И.*

Проведение лабораторных работ по испытанию предварительно напряженных железобетонных конструкций при обучении студентов специальности ПГС..... 18

*Садовский Ю.И., Лях Ю.В.*

Вопросы разработки учебной документации высшего образования третьего поколения в области строительства ..... 24

*Шуберт И.М.*

Организация самостоятельной работы студентов при изучении графических дисциплин в условиях перехода к образовательным стандартам нового поколения ..... 31

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

*Деркач В.Н.*

Проблемы внедрения методов армирования каменных конструкций в соответствии с Еврокодом 6 ..... 37

*Драган В.И., Драган А.В.*

Особенности расчета и проектирования стальных конструкций в направлении толщины проката в соответствии с требованиями ТКП EN 1993–1–10..... 48

<i>Жабинский А.Н.</i>	
Сравнительный анализ строительных конструкционных сталей по СНИП и EN .....	73
<i>Ильенков О.В., Зверев В.Ф.</i>	
Особенности расчета потерь предварительного напряжения элементов с предварительно напряженной арматурой в построечных условиях по Еврокод 2 .....	80
<i>Лазовский Е.Д., Пецольд Т.М.</i>	
Методика для расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза .....	87
<i>Ловыгин А.Н., Босовец Ф.П.</i>	
Защита строительных конструкций подземных сооружений от увлажнения и подтопления, как комплексная инженерная задача при проектировании и строительстве .....	94
<i>Мартынов Ю.С., Надольский В.В.</i>	
Сопrotivления сдвигу стальных элементов согласно нормам Евросоюза.....	102
<i>Пенязь М. А.</i>	
Применение сборного железобетона при строительстве многоэтажных каркасных монолитных зданий.....	115
<i>Рак Н.А.</i>	
Об учете влияния стальных пластин на несущую способность бетонных элементов при местном сжатии .....	120
<i>Талецкий В. В.</i>	
Увеличение модуля упругости стеклопластиковой арматуры..	130
<i>Тамкович С.Ю.</i>	
Оценка надежности различных предложений для расчета железобетонных элементов при местном срезе.....	137
<i>Тур А.В.</i>	
К расчету повышающих динамических коэффициентов, применяемых при нелинейных расчетах железобетонных элементов в условиях внезапного приложения нагрузки.....	146

*Тур В.В., Надольский В.В.*

Обеспечение проектной надежности стальных конструкций в рамках метода частных коэффициентов ..... 156

*Хотько А.А., Щербак Е.В.*

Разработка теоретической модели сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры ..... 170

*Цымбаревич Т.А., Тур А.В.*

Платформенный стык многопустотных предварительно напряженных плит безопалубочного формования в условиях возможного прогрессирующего обрушения ..... 176

*Шилов А.Е., Делендик С.Н.*

Повышение надежности и долговечности железобетонных конструкций путем соблюдения требований ТНПА по обеспечению толщины защитного слоя бетона ..... 186

### **Раздел III. Инженерная и компьютерная графика. Информационные технологии**

*Сидорович Е.М., Сидорович Д.Е.*

Динамика транспортных сооружений при действии подвижной нагрузки ..... 193

### **Раздел IV. Экономика и организация строительства**

*Голубова О.С.*

Использование информационных технологий для управления экономическими характеристиками жизненного цикла объектов недвижимости ..... 202

*Гушель О.И., Козел А.С., Тыркич А.П.*

Особенности проведения процедуры due diligence при реализации инвестиционных проектов ..... 210

*Земляков Г.В., Воронова М.В.*

Количественная оценка качественных показателей при проведении строительно–технических экспертиз ..... 215

*Земляков Г.В., Костикова Г.Д.*

Анализ развития основных подходов к оценке качества проектных решений жилых зданий ..... 223

*Красулина Л.В.*

Теплотехнические свойства пенополистирола в системах утепления зданий..... 234

*Минеев Р.А. , Пикус Д.М.*

Системный подход к проблеме затрат энергоресурсов при возведении монолитных конструкций в зимних условиях..... 242

*Штурбина Е.В.*

Новые правила заключения и исполнения договоров строительного подряда..... 252

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО–МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691.87

**ЕВРОПЕЙСКИЕ ПОДХОДЫ В ТЕХНИЧЕСКОМ  
РЕГУЛИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

*ЛИШАЙ И.Л.*

Научно–проектно–производственное республиканское унитарное  
предприятие «Стройтехнорм»  
Минск, Беларусь

Реформирование системы технического нормирования и стандартизации в области строительства, изменение политики технического регулирования в этой отрасли с учетом европейских подходов последовательно осуществляется в Республике Беларусь на протяжении последних нескольких лет. Происшедшие изменения достаточно серьезны, закреплены действующими нормативными правовыми актами и предполагают реализацию комплекса мероприятий по внедрению в повседневную практику проектирования и строительства объектов. Они соответствуют потребностям всех участников процессов, происходящих в строительной сфере, и необратимы.

Используя возможность участия в семинаре, хотелось бы еще раз поделиться информацией о происшедших изменениях.

Суть реформы – это не только и не столько утверждение в качестве национальных документов целого блока региональных (европейских EN) и международных (ISO) стандартов, сколько принятие



принципов и подходов, а также построение на их базе системы технического регулирования в строительстве.

Изменения коснулись:

1. Значительного сокращения обязательных ТНПА требованиями безопасности.

2. Выделения объектов технического регулирования, подлежащих подтверждению соответствия в строительной деятельности, и определения форм подтверждения.

3. Поэтапной гармонизации национального комплекса ТНПА в области строительства с европейскими и международными стандартами через дополнение нормативной базы Республики Беларусь стандартами EN, ISO.

В строительной сфере Республики Беларусь введен в действие Технический регламент «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность», утвержденный Постановлением Совета Министров от 31.12.2009 №1748.

С введением в действие технического регламента количество обязательных при проектировании требований ограничено существенными (базовыми) требованиями безопасности: обеспечением устойчивости зданий и сооружений, пожарной безопасности, гигиены, защиты здоровья и охраны окружающей среды, защиты от шума и вибраций, экономии энергии и тепловой защиты, безопасности при эксплуатации.

Все нормативные документы, применяемые к зданиям и сооружениям (при проектировании и строительстве), разделены на требования, являющиеся обязательными к применению, и правила, являющиеся, по сути, рекомендуемым способом выполнения обязательных требований.

Требования образуют Технический регламент и нормативные документы, включенные в Раздел I указанного Перечня технических нормативных правовых актов, взаимосвязанных с ТР 2009/13/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность».

Сегодня это 103 ТНПА (отдельные главы, пункты, приложения), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение существенных требований ТР 2009/013/ВУ.

Следует отметить, что в перечень включены ТНПА МЧС, Минздрава, Минэнерго, Минприроды.

Более того, многими из указанных ТНПА наряду с выполнением параметрических значений предусматривается альтернативное применение расчетных методик обеспечения безопасности.

Только отступление от этих требований при соответствующем обосновании и компенсирующих мероприятиях подлежит согласованию с органом утвердившим ТНПА.

Такое построение нормативно–технической базы исключает существовавшие ранее жесткие требования в проектировании и строительстве, производстве строительных материалов и изделий, когда требования всех ТНПА были обязательны, а предоставляет право выбора при соблюдении одного единственного условия – безопасности. При этом в качестве доказательной базы могут использоваться как действующие в республике нормы и стандарты, в том числе европейские и международные, так и собственная доказательная база.

Именно этим и привлекательна система технического регулирования европейских стран.

Вместе с тем, следует правильно понимать добровольность применения документов. Добровольность состоит в выборе нормативного документа для применения. Но выбрав его для конкретного объекта и применив в качестве доказательной базы при декларировании проектной документации, мы делаем его обязательным для этого объекта.

Применение нормативного документа из Раздела II Перечня взаимосвязанных ТНПА является достаточным условием соблюдения обязательных требований Технического регламента. Применение нормативного документа, не вошедшего в указанный Перечень, не означает не соответствие обязательным требованиям Технического регламента.

Это применимо и к строительным материалам и изделиям.

Следует отметить, что в целях гармонизации национальной нормативной базы в области строительства с походами ЕС, многие стандарты ЕН приняты в Республике Беларусь.

Тщательное изучение опыта Германии, Австрии, Польши, Литвы в части гармонизации нормативных требований и внедрения новых

стандартов EN в сфере архитектурной и строительной деятельности позволило выработать концепцию поэтапной гармонизации с общепвропейскими подходами.

Этот процесс осуществляется в рамках реализации Директивы 89/106/ЕЕС на строительные материалы (Регламент (ЕУ) № 305/2011 на Конструкционные, строительные материалы и продукцию). Основой процесса гармонизации является Принятие и внедрение нормативных документов ЕС в области проектирования (расчета) строительных конструкций (Еврокодов), связанных с ними и гармонизированных с директивами стандартов.

По аналогии с европейской практикой, но в значительно более сжатые сроки, на территории Республики Беларусь разработаны и утверждены Минстройархитектуры 58 технических кодексов установившейся практики, идентичных Еврокодам, по расчету и проектированию конструкций из различных материалов. Принятие в республике указанных ТНПА сопровождалось огромной работой по разработке национальных приложений в рамках, допускаемых европейским Руководством L по внедрению Еврокодов в части климатических условий, характеристик применяемых материалов, расчетных методик и т.п.

Постоянно осуществляется актуализация принятых документов и совершенствование национальных приложений, ведется разработка практических пособий по применению, начата работа по сравнительному анализу результатов проектирования по СНиП, СНБ и ТКП EN (Еврокодам).

В период 2008–2013 гг. с целью повышения конкурентоспособности отечественных строительных материалов и изделий, организации импортозамещения в республике утверждено в качестве национальных 709 европейских EN и международных ISO стандартов. Еще более 300 стандартов подготовлено и утверждено по представлению МЧС, Минпрома, Госстандарта.

Указанные стандарты регламентируют технические требования и методы испытаний железобетонных, металлических и деревянных изделий, стеновых материалов и изделий, вяжущих, заполнителей для строительных работ, теплоизоляционных, кровельных и гидроизоляционных материалов, отделочных и облицовочных изделий, строительного стекла, металлических профилей, окон, дверей, во-

рот, средств противопожарной защиты, труб, оборудования инженерных систем и др.

Их использование обеспечивает возможность получения белорусскими предприятиями CE–маркировки и поставки выпускаемой продукции на европейский рынок. Эту работу успешно проводят более 30 только подведомственных Минстройархитектуры предприятий.

Следует отметить, что принятые ТНПА следует рассматривать в комплексе, четко понимая объекты нормирования. Эффективно работать нормативные акты могут только в системе.

Внедрение в практику проектирования и строительства отдельно взятых стандартов ЕН, без учета статуса и вида технического нормативного правового акта, очень часто экономически нецелесообразно, безосновательно и даже абсурдно.

Исходя из этих принципов объектами Технического регламента «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» являются:

- строительные материалы и изделия;
- работы в строительстве;
- проектная документация;
- здания и сооружения.

Идеология документа такова – здание и сооружение является безопасным, если оно построено из безопасных материалов, с применением технологий и приемов, обеспечивающих его безопасность в течение жизненного цикла, и по проектной документации, соответствующей обязательным требованиям ТНПА.

Другими словами процедуру оценки соответствия требованиям регламента должны проходить здания и сооружения, проектная документация, работы в строительстве и те строительные материалы и изделия, характеристики которых связаны с обеспечением существенных требований безопасности зданий и сооружений согласно Техническому регламенту.

Аналогичные подходы регламентированы Регламентом ЕС №305/2011 от 09.03.2011 «Об установлении гармонизированных условий для маркетинга строительной продукции и отмене Директивы Совета 89/106/ЕЕС». При этом оценке соответствия подлежит вся строительная продукция.

Важным фактом является то, что утверждение и введение в действие в Республике Беларусь европейских стандартов не повлекло за собой отмену национальных ТНПА (в переходный период), а позволяет применять их наряду с уже действующим национальным комплексом.

Решение о применении при проектировании и строительстве конкретных технических нормативных правовых актов принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы, задании на проектирование.

Республика Беларусь имеет серьезные экономические и производственные связи со странами СНГ. Эти отношения укрепляются с созданием единого Таможенного союза, Евразийского экономического пространства. В этой связи, сохранение в национальной системе технического нормирования и стандартизации вариантности применения нормативных документов обеспечит возможность взаимного сотрудничества между ними, включая экспорт белорусской строительной продукции и услуг в эти страны, а также возможность привлечения инвесторов из этих государств в Республику Беларусь.

Данное положение полностью соответствует европейской практике принятия Еврокодов – на протяжении переходного периода регулирующие органы по строительству должны принимать использование Еврокодов в качестве приоритетной альтернативы ранее существовавшим национальным нормам и правилам для проектирования строительных конструкций.

Изменены подходы и к подтверждению соответствия строительных материалов и изделий. Данные процедуры в настоящее время могут быть выполнены на альтернативной основе и на соответствие стандартам EN, в качестве доказательной базы рассмотрены сертификаты и протоколы Нотифицированных европейских органов и испытательных центров. Что исключает необходимость прохождения нескольких процедур одновременно для поставки продукции на внутренний и внешний рынки.

Именно в этом привлекательность и инновационность системы технического регулирования, создаваемой в Республике Беларусь.

Альтернативный выбор нормативного документа с перераспределением акцентов на преимущественно добровольное их применение, повышение ответственности производителя за безопасность и

качество строительной продукции по средствам ее декларирования, в том числе – зданий и сооружений, как конечного строительного продукта, – это возможность выбора в развитии и модернизации предприятий строительного комплекса, внедрение гибких технологий с учетом потребности рынка, экономической целесообразности, повышения качества и снижения производственных затрат.

Преимущества использования в практике стандартов EN и ISO очевидны:

- сняты технические барьеры и упрощены процедуры при реализации инвестиционных проектов;
- обеспечена возможность получения CE–маркировки и расширения экспорта строительных материалов и изделий;
- повышены качество строительных материалов, работ и услуг;
- организованы импортозамещающие производства;
- расширена номенклатура выпускаемых изделий, улучшены характеристики материалов, повышена производительность труда, снижены энергозатраты, появилась возможность значительно увеличить надежность изделий, а значит и межремонтный цикл зданий и сооружений.

При этом в качестве форм подтверждения соответствия применяются для:

- зданий и сооружений, проектной документации – декларирование (заявительный принцип с регистрацией в уполномоченном органе);
- работ в строительстве – сертификация по схемам национальной системы;
- строительные материалы и изделия – сертификация и декларирование по перечню приложения к Техническому регламенту в соответствии с требованиями национальной системы.

Минстройархитектуры для однозначного понимания положений Технического регламента всеми участниками строительной деятельности, надзорными органами подготовлено, согласовано с заинтересованными и утверждено Руководство по применению Технического регламента Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность».

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

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 378.14

**К ВОПРОСУ О ПОСЛЕВУЗОВСКОЙ ПОДГОТОВКЕ  
СПЕЦИАЛИСТОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОФИЛЯ**

*ГОЛУБЕВ Н.М., ЗВЕРЕВ В.Ф.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время в Республике Беларусь уделяется большое внимание послевузовской подготовке специалистов строительного профиля. Однако вызывает беспокойство тот факт, что образовательным послевузовским процессом занимаются довольно много организацией, не имеющих в своем штате специалистов строительного профиля, что естественно сказывается на качестве переподготовки специалистов.

Положительным решением в данном направлении является комплекс мероприятий, разработанных Московским государственным строительным техническим университетом, путем привлечения общественных организаций, таких как Межотраслевого объединения работодателей Российского союза строителей и Международной общественной организации «Ассоциация строительных высших учебных заведений», в составе которой работает и Белорусский национальный технический университет.

Указанными организациями разработаны и утверждены «Положение о профессионально-общественной аккредитации профессиональных образовательных программ и общественной аккредитации



образовательных организаций в сфере строительства, жилищно–коммунального хозяйства и смежных областях деятельности» единые формы «Свидетельства об общественной аккредитации образовательной организации», «Удостоверение о краткосрочном повышении квалификации по аккредитованной образовательной программы», выполненных на бумажных носителях с соответствующей степенью защиты.

Разработанное «Положение о профессионально–общественной аккредитации профессиональных образовательных программ и общественной аккредитации образовательных организаций в сфере строительства, жилищно–коммунального хозяйства и смежных областях деятельности» позволяет унифицировать принципы, требования и правила оценки и подтверждения качества профильных профессиональных образовательных программ и уровня деятельности реализующих их образовательных организаций. В п.2 «Положения о профессионально–общественной аккредитации профессиональных образовательных программ и общественной аккредитации образовательных организаций в сфере строительства, жилищно–коммунального хозяйства и смежных областях деятельности» даны общие правила проведения аккредитации образовательных организаций.

В качестве аккредитационного органа предложена аккредитационная коллегия, в состав которой включены ведущие специалисты в сфере строительства, жилищно–коммунального хозяйства, смежных областей деятельности, отраслевого профессионального образования, представителей законодательной и исполнительной власти и т.п.

Наряду с аккредитационной коллегией функционирует независимая экспертная организация, которая организует аккредитационную экспертизу образовательных программ и организаций, осуществляющих учебный процесс.

На основании положительного или отрицательного решения экспертной организации Аккредитационная коллегия выносит соответствующее решение.

Важным моментом, вынесенным в «Положении о профессионально–общественной аккредитации профессиональных образовательных программ и общественной аккредитации образовательных организаций в сфере строительства, жилищно–коммунального хо-

зяйства и смежных областях деятельности» являются соответствующие требования к содержанию и учебно–методическому обеспечению аккредитуемых профессиональных образовательных программ и к аккредитуемым образовательным организациям, которые четко сформулированы.

Выполнение всех требований изложенных в «Положении о профессионально–общественной аккредитации профессиональных образовательных программ и общественной аккредитации образовательных организаций в сфере строительства, жилищно–коммунального хозяйства и смежных областях деятельности» позволяет обеспечить качественную подготовку специалистов строительной отрасли.

В заключении следует отметить, что, несмотря на некоторые различия законодательных актов Российской Федерации и Республики Беларусь в области послевузовского образования нам следует внимательно изучить имеющийся опыт Российской Федерации и внедрить имеющееся документальное обеспечение, которое позволит повысить качество послевузовского образования в рамках единого Таможенного пространства.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 378.14

**ПРОВЕДЕНИЕ ЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ ПО ИСПЫТАНИЮ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ОБУЧЕНИИ СТУДЕНТОВ  
СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПГС**

*ДАНИЛЕНКО И.В., КОЛЕДА С.М., СМЕХ В.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Железобетонные конструкции, применяемые в современном строительстве, отличаются некоторыми недостатками. Одним из них является большой собственный вес железобетона, равный  $2500\text{кг/м}^3$  (в том числе  $100\text{ кг/м}^3$  составляет в среднем арматура). Особенно серьезно это отражается на конструкциях, работающих на изгиб — плитах, балках, ригелях и др. Поэтому в растянутой зоне сечения железобетонной конструкции приходится размещать большое количество арматуры, что увеличивает площадь сечения и вес конструкции.

Другим недостатком железобетонных конструкций является неполное использование свойств арматурной стали, в частности ее прочности на растяжение. При полном использовании прочности арматурных стержней бетон дает трещины в зоне растяжения конструкций, хотя напряжение в арматуре не превышает предела текучести. Это недопустимо при эксплуатации сооружений.

Упомянутые недостатки в значительной степени устраняются в предварительно напряженных железобетонных конструкциях.

Наличие предварительного напряжения позволяет увеличить предельно допустимую нагрузку на конструкцию по сравнению с конструкцией, армированной обычным способом, или при прежней величине нагрузки уменьшать размеры конструкции, т. е. экономить бетон и сталь.

Преимущества предварительно напряженных железобетонных конструкций перед обычными заключаются в следующем.

1. Способность бетона хорошо работать на сжатие полностью используется во всем сечении. Это позволяет уменьшить сечения, а следовательно, объем и вес предварительно напряженных элементов на 20—30% и сократить расход материалов, в частности цемента.

2. Благодаря лучшему использованию свойств арматурной стали в предварительно напряженных конструкциях по сравнению с обычными сокращается расход арматуры. Экономия арматуры, особенно эффективная и нужная при применении сталей с высоким пределом прочности, достигает 40%.

3. Конструкции с предварительно напряженной арматурой (напряженно-армированные) отличаются высокой трещиностойкостью, что предохраняет арматуру от коррозии. Это имеет большое значение для сооружений, находящихся под постоянным давлением воды или каких-либо других жидкостей и газа (трубы, плотины, резервуары и т. п.).

4. Вследствие уменьшения объема и веса напряженно-армированных железобетонных элементов облегчается применение сборных конструкций.

Примерами наиболее распространенных сборных предварительно напряженных конструкций являются плиты для покрытий промышленных зданий, подкрановые балки стропильные балки и др.

Использование предварительного напряжения эффективно не только в сборных, но и в монолитных и в сборно-монолитных железобетонных конструкциях.

В настоящее время в большинстве развитых стран мира из предварительно напряженного железобетона изготавливается основной объем конструктивных элементов одноэтажных и многоэтажных

производственных, жилых и общественных зданий, значительная часть изделий, используемых в инженерных сооружениях для всех отраслей строительства.

Из преднапряженного монолитного железобетона возводятся промышленные и жилые здания, объекты соцкультуры, плотины, энергетические комплексы, телебашни, инженерные сооружения. Самая высокая в мире телебашня построена из монолитного преднапряженного железобетона.

За последние годы в США было построено более 100 млн. м<sup>2</sup> монолитных перекрытий с натяжением арматуры на бетон. Значительный объем таких перекрытий возведен в Канаде и Европе.

В России и СНГ в последнее время начинает возрастать интерес к технологии преднапряженного монолитного железобетона в промышленно и гражданском строительстве. Основой развития этих технологий стало мостостроение, где за последние 15 лет отработывались и внедрялись материалы, оборудование и технологии преднапряжения отечественного производства.

С общим увеличением объемов железобетонных конструкций возрастает и доля сооружений из преднапряженного монолитного железобетона, особенно в жилищном строительстве, в связи с целым рядом преимуществ технологий преднапряжения монолитного железобетона, из которых в первую очередь необходимо отметить следующие:

- снятие ограничений по максимально возможному шагу колон. Все архитекторы принципиально меняют концепцию зданий и сооружений, как только применяют преднапряженный монолитный железобетон с шагом расположения колон до 20–24 метров и консолей до 10 метров.

- высокое качество преднапряженных железобетонных конструкций. Для преднапряжения применяется бетон класса не менее  $C^{20}/_{25}$ , в противном случае во время натяжения высокопрочных канатов некачественный бетон разрушится. Кроме требования обязательного применения качественного бетона преднапряженные конструкции имеют, как общеизвестно, высокие эксплуатационные свойства такие как, трещиностойкость, сейсмостойкость, исключение растягивающих напряжений в бетоне, стойкость к разрушению от взрывов и т.д.

- уменьшение толщины плит перекрытий и фундаментов, в зависимости от нагрузок и шага колон, до 50% по сравнению с не преднапряженными конструкциями. Нагрузки от веса перекрытий в конечном итоге уменьшают нагрузки на колонны и фундаменты, что существенно уменьшает общий расход бетона на перекрытия, колонны и фундамент.

Для широкого применения этих высокоэффективных технологий необходимо изучать и применять методы расчета преднапряженных конструкций

Увеличение в современном строительстве объемов производства и использования предварительно напряженных железобетонных конструкций требует более детальной проработки этих вопросов при обучении студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Будущие инженеры–строители должны хорошо разбираться в теории и практике технологии преднапряженного железобетона, иметь навыки решения конкретных практических задач при проектировании, реконструкции и эксплуатации предприятий сборного железобетона с учетом требований современного строительства и тенденций развития технологии преднапряженного железобетона в нашей стране и за рубежом.

Специалисты должны быть хорошо подготовлены в области создания, освоения и эксплуатации существующих и новых экологически чистых, безотходных и гибких технологий предварительно напряженных железобетонных изделий высокого качества и стойкости при максимальной экономии сырьевых, топливно–энергетических и трудовых ресурсов.

Для лучшего усвоения материала по разделу «Предварительно напряженные железобетонные конструкции» кафедра «Железобетонные и каменные конструкции» строительного факультета БНТУ с 2013/2014 учебного года будет проводить лабораторные работы по предмету «Железобетонные конструкции» с испытанием предварительно напряженной балки.

Цель работы – изучение жесткости и трещиностойкости балки при изгибе.

- В процессе работы выполняются следующие задачи:
- ознакомление с технологией натяжения арматуры на бетон;

- определение напряженного состояния балки в процессе натяжения арматуры на бетон;
- установление напряженно–деформированного состояния балки при загрузении.

При испытании железобетонной предварительно напряженной балки определяется ее жесткость и трещиностойкость при изгибе, а также производится расчет прогиба середины балки и момента трещинообразования и сравнение результатов расчета с опытными данными.

Испытываемая балка прямоугольного сечения и состоит из нескольких бетонных блоков, стянутых напрягаемыми арматурными стержнями, которые расположены в каналах.

Балка изготавливается из тяжелого бетона за один прием, а для образования отдельных блоков в опалубке устанавливаются разделительные пластины. Продольный канал для напрягаемой арматуры образуют с помощью каналообразователя.

Испытания начинаются с укрупнительной сборки балки и натяжения арматуры (на бетон). Отдельные блоки устанавливают на горизонтальную поверхность, в канал устанавливается стержень напрягаемой арматуры и производится его натяжение путем закручивания гаек на торцах конструкции. В арматурном стержне создается напряжение 50 МПа и бетонные блоки начинают работать как единая конструкция.

Готовая конструкция устанавливается на опоры стенда. Для определения деформаций и перемещения на конструкции устанавливаются тензометры и индикаторы часового типа.

С помощью ключа или гидравлического домкрата напряжения в арматуре доводится ступенями по 5 МПа до значения величины начального контролируемого напряжения в арматуре, после каждой ступени нагрузки предварительного напряжения показания приборов заносятся в ведомость.

После этого производится загрузка балки двумя сосредоточенными силами, приложенными на расстоянии  $1/3$  от опор, нагрузка увеличивается также ступенями, после каждой ступени загрузки показания приборов заносятся в ведомость

Загрузки прекращаются, когда напряжения по нижней грани балки достигают нуля. Результаты испытаний обрабатываются, Определяются напряжения в арматуре и бетоне и прогиб конструк-

ции. По результатам испытаний строят эпюры напряжений в материалах и графики изменения прогибов конструкции при увеличении нагрузки. Значение прогиба в середине балки и момент образования трещин также определяются расчетом, и производится сравнение результатов расчетов с опытными данными.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Производство бетонных и железобетонных конструкций: Справочник/ Под ред. Б.В.Гусева, А.И.Звездова, К.В.Королева – М.: Издательский центр «Новый век», 1998.–384 с.
2. Трофимов Б.Я. Технология бетона, строительных изделий и конструкций: Учебное пособие к практическим занятиям.– Челябинск: Изд. ЮУрГУ, 1998.– 86 с.
3. Ю.М.Баженов, Л.А.Алимов, В.В.Воронин, У.Х.Магдеев Технология бетона, строительных изделий и конструкций. М.:Изд.АСВ, 2004.–256с.
4. Ю.М.Баженов, Л.А.Алимов, В.В.Воронин, В.В.Трескова Проектирование предприятий по производству строительных материалов и изделий. М.:Изд.АСВ, 2005.–472с.
5. Пособие по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций/ К.В.Михайлов, Г.И.Бердичевский, С.А.Мадатян и др./ – М.: Стройиздат, 1992.– 102с.
6. Трофимов Б.Я. Технология бетонных и железобетонных изделий: Учебное пособие к лабораторным работам для специальности 2906.–Челябинск: ЧГТУ, 1992.–113 с.
7. Борщевский А.А., Ильин А.С. Механическое оборудование для производства строительных материалов и изделий. – М.: Высш. шк., 1987.–368 с.
8. Плевков В.С., Мальганов А.И., Балдин И.В. Лабораторные работы по курсу «Железобетонные и каменные конструкции»: Учебное пособие. – М.: Изд. АСВ, 2010. – 189 с.



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 378.14

**ВОПРОСЫ РАЗРАБОТКИ УЧЕБНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ ТРЕТЬЕГО ПОКОЛЕНИЯ  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

*САДОВСКИЙ Ю.И., ЛЯХ Ю.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В отраслях экономики и социальной сферы Республики Беларусь занято около 1 млн. работников с высшим образованием, или 25 процентов от общего количества работающего населения. При этом число работников с высшим образованием в общем количестве работающих составляет в области управления и информационно-вычислительного обслуживания свыше 70 процентов, науки и научного обслуживания – около 65 процентов, образования – свыше 50 процентов, промышленности и строительства – по 18,5 процента.

Подготовку специалистов с высшим образованием по всем направлениям экономики и социальной сферы обеспечивают 55 учреждений высшего образования – 45 государственных и 10 частных вузов. За последние пять лет численность студентов увеличилась на 46 тыс. человек и составила 470 студентов на 10 тыс. населения, что соответствует показателям европейских стран.

За 2006–2010 годы в связи с изменениями рынка труда прием в вузы увеличился на 17 процентов (15 тыс. человек), при этом на 40 процентов – на специальности здравоохранения, на 28 процентов

– на специальности строительного профиля, на 20 процентов – на технические и технологические специальности. В результате планируемой работы доля специалистов с высшим инженерно–техническим образованием в выпуске государственных вузов к 2015 году достигнет 30 процентов, что соответствует показателям структуры профессионального образования европейских государств [1].

Современные тенденции интеграции образовательных систем европейских стран отражены в документах Болонской декларации. Основные принципы Болонского процесса известны – это переход на двухуровневую систему высшего образования (бакалавриат, магистратура), введение кредитной системы оценки знаний, рассматриваемую в качестве средства поддержки академической мобильности студентов.

Государственная политика Беларуси в этом направлении сводится к тому, что в условиях массификации высшего образования в республике необходим дифференцированный подход к срокам подготовки специалистов, дифференциации образовательных программ и содержания обучения по уровням сложности. При любых сроках подготовки резко возрастает роль и доля практико–ориентированной подготовки будущих специалистов. Это должно найти соответствующее отражение в нормативно–методических документах, учебных планах, обновляемых образовательных технологиях.

Для получения современных компетенций необходимо сокращение объема аудиторной нагрузки и увеличение до 30 – 50% самостоятельной работы студентов, в том числе и под руководством преподавателей на основе создания современных учебно–методических комплексов. Качество подготовки специалистов будет осуществляться путем оптимизации содержания образовательных программ высшего образования, корректировки сроков подготовки, сокращения непрофильных дисциплин, усиления практической направленности подготовки за счет перераспределения часов на практическую подготовку и ряда других мер. Стержневой основой образовательных стандартов является принятый в мире компетентностный подход, который позволяет более точно сформулировать требования к выпускникам, их профессиональным и личностным компетенциям [2].

В настоящее время на строительном факультете БНТУ ведется разработка учебной документации высшего образования третьего поколения по всем специальностям факультета: 1–700101 «Производство строительных изделий и конструкций», 1–700102 «Промышленное и гражданское строительство», 1–700202 «Экспертиза и управление недвижимостью», 1–270101 «Экономика и организация производства (строительство)» и 1–260202 «Менеджмент» (производственный).

Нормативной основой является Макет образовательного стандарта высшего образования первой ступени [3].

В Макете определены три цикла дисциплин, подлежащих освоению в учебном процессе: цикл социально–гуманитарных дисциплин; цикл общепрофессиональных дисциплин; цикл специальных дисциплин. По аналогии с третьим поколением российских стандартов высшего образования (ФГОС) отдельно выделен цикл общепрофессиональных дисциплин. Исключен цикл естественно–научных дисциплин в качестве обязательного для всех учреждений высшего образования. По каждому циклу выделены два компонента: государственный компонент и компонент учреждения высшего образования. Увеличен компонент учреждения высшего образования в пределах 25–40% от объема часов аудиторной работы.

Сокращен объем работы по циклу социально–гуманитарных дисциплин: с 14–16% от общего объема аудиторных занятий в образовательных стандартах второго поколения 7–10% в проекте Макета.

Наиболее проблемными особенностями этих документов, вызывающими ряд вопросов, являются **изменение структуры недельной нагрузки студентов** и особенно **введение системы зачетных единиц**.

В соответствии с рекомендациями РИВШ устанавливается только максимальная недельная нагрузка студентов – 54 часа, т.е. 6 дней по 9 часов. Однако в эту нагрузку входит как аудиторная нагрузка, которая раньше была 36 часов в неделю, а теперь уменьшается до 30–32 часов в неделю. Соответственно увеличивается доля внеаудиторной (самостоятельной) работы студентов – с 18 до 24 часов. Это перераспределение соответствует зарубежной образовательной практике и тенденциям в российском образовании, в котором с начала 1990–х годов также был взят курс на увеличение времени на

самостоятельную работу студентов. Кстати, верхняя граница максимального значения недельной учебной нагрузки у наших соседей также равна 54 часа. Нижнее значение устанавливается в размере 48 академических часов. Эта норма в российских нормативных документах прежде отсутствовала [4].

Основная проблема, возникающая при переносе центра тяжести на самостоятельную работу, заключается в необходимости четкого **планирования и контроля** самостоятельной работы студентов. В настоящее время эта работа не ведется. Это связано с определенными трудностями, в числе которых главным является точный расчет трудоемкости всех видов деятельности студентов, отнесенных к самостоятельной работе. Самостоятельная работа должна планироваться и контролироваться еженедельно преподавателями в соответствии с разработанными графиками, выдаваемыми студентам в начале семестра. Однако для заочной формы обучения этот контроль практически невозможен.

Существуют данные, говорящие о том, что реальная усредненная нагрузка студентов, включающая аудиторную и самостоятельную работу, составляет не более 40–45 академических часов в неделю, что в целом соответствует продолжительности рабочей недели в 40–42 рабочих часа. Без разработки четкой системы мониторинга качества и степени выполнения самостоятельной работы простое сокращение недельного фонда аудиторных часов не окажет положительного влияния на качество обучения студентов.

Еще более сложный вопрос – это **введение в учебные планы зачетных единиц или кредитов**.

Из истории вопроса. Развитие кредитной системы оценки знаний имеет более чем столетнюю историю. В 1869 году президент Гарвардского университета, известный деятель американского образования Чарльз Элиот ввел понятие «кредит–системы». Основной причиной внедрения системы кредитов в образовательную систему США была индивидуализация образования, т.е. внедрение в программы обучения возможности «выбирать предметы», что привело к появлению потребности их сравнения.

Особенности индивидуального обучения, успешно практикуемого в системе высшего образования США, заключаются в следующем:

- отсутствие жестких временных рамок, что позволяет студенту продвигаться в изучении учебного материала со скоростью, соответствующей его индивидуальным способностям;
- строгое требование полного усвоения материала и возможности перехода к новому материалу только после освоения предыдущего;
- составление программы обучения самим студентом с помощью преподавателя и компьютера;
- использование лекций как направляющей формы в обучении, а не как основного источника информации;
- повышение роли самостоятельной работы.

В настоящее время в Европе осуществляется создание единой Европейской кредитной трансферной системы — Europe Credit Transfer System (ECTS), которую также называют Европейской системой зачетного перевода. Актуальность этого процесса объясняется тем, что в странах ЕС с 2002 г. ежегодный обмен студентами превышает 750 тысяч. Принципиально важный момент заключается в том, что европейская система кредитов, как инструмент Болонского процесса, направлена на достижение весьма узкой и ограниченной задачи — обеспечение сравнимости академических степеней для достижения большей мобильности студентов в Европе.

Помимо названных двух кредитных систем, следует отметить систему UCTS — стран Азии и Тихоокеанского региона и группу кредитных систем CATS Соединенного Королевства.

Все кредитные системы можно разделить на два основных типа: накопительные и трансферные. В первом случае кредиты накапливаются по мере обучения, а во втором — рассчитываются относительно годовой нагрузки. Трансферные кредитные системы предназначены для обмена студентами между вузами. Накопительные системы помимо этого позволяют накапливать кредиты в течение длительного времени обучения (в зависимости, например, от наличия необходимых для обучения денежных средств). В связи с развитием концепции непрерывного обучения (LLL — Long Life Learning) накопительные кредитные системы являются более перспективными.

Европейские страны в настоящее время ведут разработки по переходу ЕКТС в разряд накопительных систем.

В Республике Беларусь, как и в России, для внедрения системы зачетных единиц приняты основные предпосылки европейской системы.

В соответствии с этим подходом зачетная единица – числовой способ выражения трудоемкости учебной работы студента, основанный на достижении результатов обучения. Функции системы зачетных единиц: эффективное планирование освоения образовательных программ; формирование индивидуальных траекторий освоения образовательных программ; реализация студенческой мобильности. Одна зачетная единица соответствует 36–38 академическим часам, что при продолжительности академического часа 45 минут составляет 27–28,5 астрономических часов. В принципе зачетная единица не отменяет часовое измерение трудоемкости как более привычное. Если оставаться в рамках традиционной модели учебной нагрузки, то, сформировав учебный план в академических часах и определив часовой эквивалент зачетной единицы, можно будет забыть о ней, до тех пор, пока не потребуются оформить приложение к диплому выпускника европейского образца. Это самый простой из возможных уровень использования зачетных единиц, сводящийся к простому арифметическому пересчету.

Намного более сложной является проблема взаимосвязи зачетных единиц с качеством усвоения образовательных программ.

Важнейшей составляющей системы зачетных единиц должна быть **рейтинговая система оценки знаний**. Успешность изучения отдельных дисциплин в системе зачетных единиц должна оцениваться суммой набранных баллов. Необходима большая методическая работа по наполнению понятия «зачетная единица» понятной смысловой нагрузкой, позволяющей комплексно оценивать не только трудозатраты студента, но и качество его индивидуального образования.

Прообразом этого может являться механизм, позволяющий измерять общую академическую успеваемость студента — в соответствии со средним баллом (Grade Point Average – GPA), принятым в США, который рассчитывается путем деления общего числа баллов на число кредитов.

В будущем система зачетных единиц будет новой и пока по-настоящему не освоенной формой организации учебного процесса.

В настоящее же время в рамках перехода на государственные стандарты нового поколения стоит гораздо более скромная задача: научиться использовать зачетные единицы для расчета и планирования трудоемкости образовательных программ и студенческой учебной нагрузки.

Решение этих вопросов является неотложным, коль скоро стандарты третьего поколения будут по мере утверждения вводиться в практику вузов и зачетные единицы будут появляться не только в учебных планах, но и в зачетках студентов и приложениях к дипломам.

Система зачётных единиц должна стать механизмом, позволяющим оценить в условных единицах измерения объём получаемых знаний, умений и навыков, исходя из средней трудоёмкости их получения при традиционной педагогической технологии очного обучения (лекции–семинары–практикумы, самостоятельная работа, контроль промежуточный и на выходе).

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Государственная программа развития высшего образования Республики Беларусь на 2011–2015 годы. Национальный реестр правовых актов Республики Беларусь, 2011 г., № 79, 5/34104.

2. Жук А.И. О повышении уровня практической подготовки специалистов //Вышэйшая школа. 2012.№ 4. С.3–10.

3. Проект Макета образовательного стандарта высшего образования первой ступени.– Минск.2012 – сайт РИВШ – [www.nihe.bsu.by](http://www.nihe.bsu.by).

4. Сазонов, Б.А. Болонский процесс: актуальные вопросы модернизации российского высшего образования: Учебное пособие / Б.А. Сазонов – М.:ФИРО – 2006 –184 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 378.14

**ОРГАНИЗАЦИЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ  
СТУДЕНТОВ ПРИ ИЗУЧЕНИИ ГРАФИЧЕСКИХ  
ДИСЦИПЛИН В УСЛОВИЯХ ПЕРЕХОДА К  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫМ СТАНДАРТАМ НОВОГО  
ПОКОЛЕНИЯ**

*ШУБЕРТ И.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В условиях быстрого развития техники и технологии возрастает роль специалистов инженерно-технического профиля, что предъявляет повышенные требования к уровню графической подготовки современного инженера. Основу инженерно-технического образования закладывает изучение такой дисциплины, как «Начертательная геометрия и инженерная графика» от качества освоения которой во многом зависит уровень профессиональной компетенции и конкурентоспособности выпускника технического вуза [1]. В то же время, отмечается, что в последние годы в данной сфере нарастают проблемы, что негативно сказывается на уровне усвоения других технических и специальных дисциплин и в итоге приводит к снижению качества инженерной подготовки.

Обеспечение высокого качества образования на основе сохранения его фундаментальности и соответствия актуальным и перспективным потребностям личности, общества и государства является



главной задачей государственной образовательной политики Республики Беларусь.

Опыт кафедры ИГСП показывает, что «Начертательная геометрия, инженерная графика» является одной из трудно усваиваемых дисциплин студентами первого курса. Это можно объяснить рядом причин:

- начертательная геометрия не имеет по существу предшественниц в средней школе;
- уровень подготовки абитуриентов в области геометрии низкий;
- по методу и по содержанию является новой для первокурсников;
- изображения, которые изучают студенты, чаще всего абстрактны;
- не все первокурсники обладают развитым абстрактным и логическим мышлением, умением воспринимать большой объем нового теоретического материала;
- изучается начертательная геометрия в первом семестре, когда студенты еще не овладели методикой работы на лекциях и других аудиторных занятиях высшей школы.

Динамичное изложение материала на лекциях, нарастание уровня сложности рассматриваемого материала требует для понимания любой следующей темы обязательное усвоение предыдущих тем и, следовательно, достаточно серьезной самостоятельной работы в процессе изучения дисциплины. Переход на образовательные стандарты III поколения приводит к снижению аудиторной нагрузки на студента с 36 до 30 аудиторных часов в неделю, что предполагает дальнейшее смещение акцента в обучении на активную самостоятельную учебно–познавательную деятельность студентов.

Вот почему организация самостоятельной работы студентов по этой дисциплине является одним из важнейших видов учебно–методической работы кафедры, иначе можно ожидать нарастания остроты проблем в области графической подготовки будущих инженеров.

Кроме своей основной цели – усвоение учебной информации, самостоятельная работа должна способствовать развитию у студентов познавательных интересов, инициативы, творческих способно-

стей и творческого мышления, самостоятельности в своих действиях, умения рационально использовать учебное время. Следовательно, самостоятельная работа должна занимать значительный объем в бюджете времени студентов, а правильная ее организация и привитие студентам навыков этой работы являются одной из важнейших задач высшей школы (рис. 1).

Самостоятельная работа является основной в работе студента. Она требует активной мыслительной деятельности и может привести к желаемым результатам лишь при ее правильной организации. Неумение работать самостоятельно является одной из основных причин низкой успеваемости. Самостоятельная работа включает:

- систематическую проработку и закрепление лекционного материала. Для этого используются конспекты лекций [2,3], учебники, в том числе электронные, рекомендованные преподавателем так, как слушая лекцию, студенты достигают только восприятия, понимания учебного материала, но не его полного усвоения;
- работу над темами для самостоятельного изучения, для чего необходимо предусмотреть в учебной программе [4] КСР;
- подготовку к практическим занятиям, используя учебно-методические разработки кафедры, включающие вопросы для самоконтроля;
- выполнение индивидуальных домашних расчетно-графических работ (РГР), используя методические рекомендации по их выполнению, которые включают алгоритмы решения задач по темам;
- подготовку к текущим контрольным работам;
- подготовку к зачету и экзамену.

Вопросы организации самостоятельной работы студентов – объем, содержание, количество домашних заданий (РГР), сроки их выдачи и приема, методика выполнения планироваться кафедрами. Планирование этой работы осуществляется на реальной основе, с обязательным учетом фактора времени.

При составлении учебных программ и календарных учебно-производственных планов определяется объем и приводится график самостоятельной работы студентов на базе реальных данных, что

дает возможность упорядочить загрузку студентов и добиться ее равномерности в течение семестра.

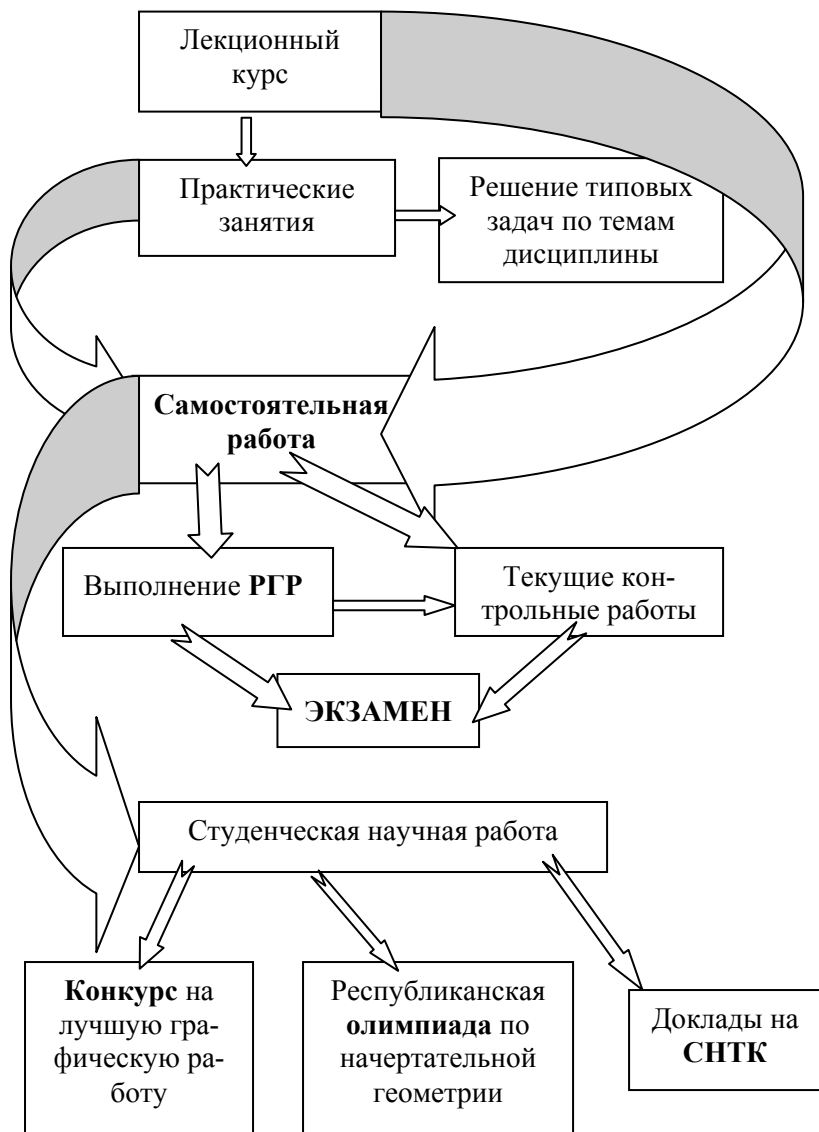


Рисунок 1. Самостоятельная работа в структуре учебного курса

Особое место в самостоятельной работе занимает студенческая научная работа. Кафедрой ежегодно организовываются смотр-конкурсы на лучшую графическую работу среди студентов строительных специальностей. Дипоманты принимают участие в Республиканской олимпиаде по начертательной геометрии. Ежегодно на кафедре организована работа секции «Инженерная графика строительного профиля», в работе которой принимают участие студенты пяти факультетов [5].

Правильная комплексная организация самостоятельной работы студентов по дисциплине «Начертательная геометрия, инженерная графика» позволяет обеспечить высокую эффективность графической подготовки будущего инженера, на базе которой он сможет успешно изучать конструкторско-технологические и специальные дисциплины, а также творчески подходить к решению сложных проектных задач.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Шуберт И.М. Связь курса «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика» со специальными дисциплинами при подготовке инженеров-строителей. Сборник докладов конференции «Инновации в преподавании графических дисциплин», Минск: БНТУ, 24–28 октября 2011, стр.20 – 23.
2. Тарасов В.В. и др. Начертательная геометрия. Конспект лекций. Минск: БНТУ, 2010. – Ч.1: Метод Монжа. Позиционные задачи. – 88с.
3. Тарасов В.В. и др. Начертательная геометрия. Конспект лекций. Минск: БНТУ, 2011. – Ч.2: Метрические задачи, Однокартинные изображения. – 118с.
4. Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика. Типовая учебная программа для высших учебных заведений по направлению образования 70 Строительство. – Мн.: БНТУ, 2010. – 26с.
5. Шуберт И.М. Роль графических дисциплин в подготовке инженеров-строителей. Сборник научно-технических статей «Повышение качества подготовки студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство»». Минск, БНТУ, 2011 – стр. 51 – 56.

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

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 693.22

**ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ МЕТОДОВ АРМИРОВАНИЯ  
КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 6**

*ДЕРКАЧ В.Н.*

Филиал РУП «Институт БелНИИС» НТЦ  
Брест, Беларусь

Целью армирования каменной кладки является восприятие возникающих в ней растягивающих напряжений, «разгрузка» последних и «сглаживание» деформаций в зонах концентрации напряжений.

В соответствии с Еврокодом 6 (ЕС6) различают продольное армирование в виде стержней, устанавливаемых вертикально с наружи кладки либо внутри ее и поперечное армирование, укладываемое в горизонтальных швах кладки.

Продольное армирование способствует повышению несущей способности стен и столбов при их изгибе и внецентренном сжатии. Такое армирование весьма трудоемко и обычно используется при строительстве в районах с высокой сейсмичностью. Его альтернативой является поверхностное армирование стен сетками из композитных материалов, которое в последнее время получило широкое распространение в странах Европы и Северной Америки.

Следует отметить, что ЕС6 устанавливает требования только к металлической арматуре, изготовленной из обычной или нержавеющей

ющей стали и не распространяются на армирование каменных конструкций композитными материалами. Применяемая для армирования каменной кладки сталь назначается в зависимости от класса окружающей среды, в которой эксплуатируется конструкция, материала, в котором уложено арматурное изделие (раствор, бетон) и минимальной толщины защитного слоя бетона.

Армирование горизонтальных растворных швов каменных кладок применяется с целью:

а) повышение несущей способности каменных конструкций:

- элементов изгибаемых в своей плоскости (перемычки, балки –стенки);
- элементов изгибаемых из плоскости (наружные стены, подпорные стенки);
- элементов подверженных усилиям среза (диафрагмы жесткости);

б) анкеровки слоев каменной кладки или соединения поперечных и продольных стен;

в) повышения трещиностойкости кладки при воздействиях вызванных температурой, усадкой или набуханием кладочных материалов;

г) предотвращения образования трещин или ограничения ширины их раскрытия в зонах концентрации напряжений (углы оконных или дверных проемов, стены или перегородки, опирающиеся на гибкие диски перекрытий, зоны передачи сосредоточенных нагрузок и т.д.).

В отличие от СНиП II–22–81\* в ЕС6 отсутствуют указания по расчету сжатых элементов каменных конструкций армированных в горизонтальных швах кладки.

Согласно принципам Еврокода 6 для армирования горизонтальных швов каменной кладки применяются отдельные арматурные стержни, требования к которым изложены в Еврокоде 2 и арматурные изделия (сетки), требования к которым установлены в EN 845–3. Арматурные сетки подразделяются на:

- сварные сетки из стальной проволоки, состоящие из продольных стержней, сваренных с поперечными стержнями (сетка решетчатого типа (Рисунок 1а)) или с непрерывно расположенными под углом стержнями (сетка зигзагообразного типа (Рисунок 1б));

- плетеные стальные сетки, изготавливаемые посредством поочередного обвивания поперечными проволочными стержнями продольных стержней (рис. 1в);
- просечно-вытяжные сетки, получаемые посредством вытяжки листовой стали, в которой предварительно в определенном порядке выполнены прорези (Рисунок 1г).

В отличие от арматурных стержней, приведенные на рисунке 1 арматурные изделия характеризуются определенными параметрами, устанавливаемыми в соответствии с требованиями стандартов EN 846. К данным параметрам относятся:

- прочность сцепления сеток с кладочным раствором (EN 846-2);
- прочность на сдвиг сварных соединений (EN 846-3).

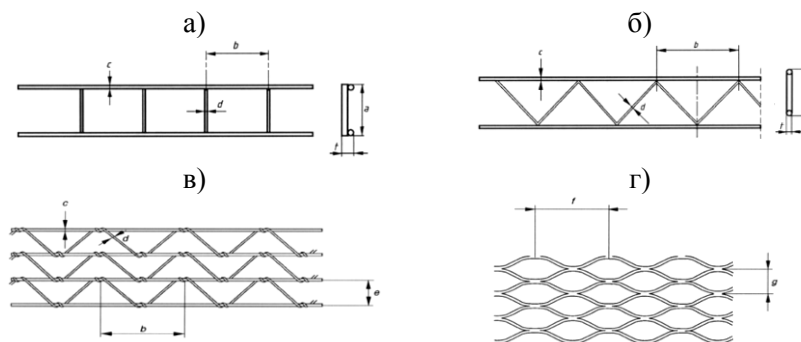


Рисунок 1. Примеры арматурных изделий применяемых для армирования горизонтальных швов каменной кладки: а, б – сварные сетки, в – плетеная сетка, г – просечно-вытяжная сетка

Если горизонтальные швы каменной кладки, армируются с целью повышения несущей способности конструкции, то в этом случае применяются арматурные изделия, представляющие собой сварные сетки из стальных стержней, в соответствии с рисунком 1 а или 1б. Диаметр продольных стержней в сетках должен составлять не менее 3,0 мм.

Когда арматурное изделие применяется для конструктивного армирования, то оно может соответствовать любому типу сетки, показанной на рисунке 1. При этом диаметр продольных стержней сварных или плетеных стальных сеток должен составлять не менее

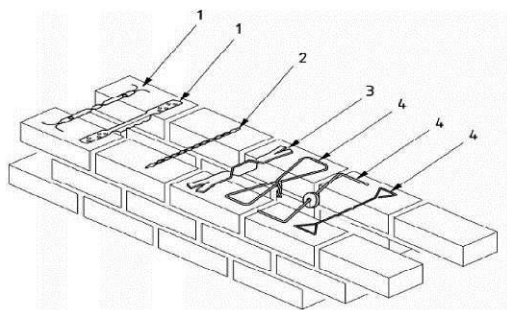


1,25 мм, а количество витков поперечной проволоки вокруг продольных стержней в стальной плетеной сетке должно быть не менее 1,5.

Минимальное количество конструктивной арматуры устанавливаемой с целью предотвращения образования трещин или ограничения их ширины, а также увеличения расстояния между деформационными швами должно составлять  $\rho=0.0003$  общей площади поперечного сечения стены. Если конструктивная арматура устанавливается перпендикулярно основной арматуре в двухслойной стене с заполненным раствором или бетоном пространством между слоями, то ее минимальное количество должно составлять  $\rho=0.0005$  площади поперечного сечения стены, определяемой, как произведение общей ширины стены на эффективную высоту.

Минимальное количество расчетной арматуры определяется из условий:

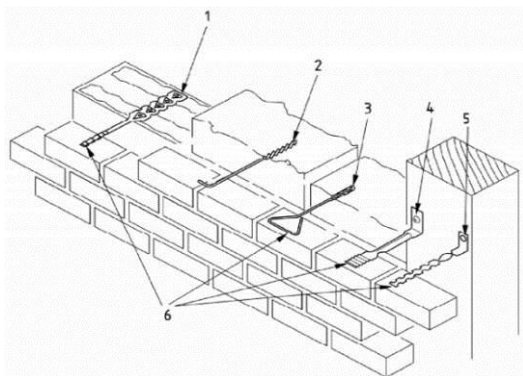
- $\rho=0.0005$  эффективной площади поперечного сечения кладки, если целью армирования является повышение ее несущей способности;
- $\rho=0.0003$  общей площади поперечного сечения стены (т.е.  $0.00015$  по растянутой и сжатой граням), если целью армирования является повышение несущей способности стены при действии горизонтальной нагрузки;
- $\rho=0.0005$  площади поперечного сечения стены, определяемой как произведение ширины сечения стены на эффективную высоту, если армирование расположено в конструктивных элементах, в которых требуется установка арматуры работающей на сдвиг.



1 – анкерные пластины (из тонколистового металла); 2 – спиральный анкер;  
3 – анкерные пластины (из толстолистового металла); 4 – проволочный анкер

Рисунок 2. Примеры симметричных анкерных связей

Стандарт EN 845–3 запрещает применение показанных на рисунке 1 изделий в качестве гибких анкеров, соединяющих слои кладки через воздушную прослойку. Для этой цели служат анкерные связи, требования к которым установлены стандартом EN 845–1. Различают симметричные (Рисунок 2) и несимметричные (Рисунок 3.) анкерные связи.



1 – анкер, закрепленный в растворном шве (передний участок анкера – в обычном растворном шве, задний участок анкера – в тонком растворном шве); 2 – винтовое крепление; 3 – крепление с помощью раствора на основе синтетических смол; 4 – анкер, привинченный к деревянному элементу каркаса шурупом; 5 – анкер, закрепленный к деревянному элементу каркаса гвоздем; 6 – кладочные изделия наружного слоя

Рисунок 3. Примеры несимметричных анкерных связей

В последнее время за рубежом ведутся обширные экспериментально–теоретические работы по применению для армирования горизонтальных швов каменных кладок отличных от указанных в EN 845–3 арматурных изделий. Это касается, прежде всего, различного типа стальных сеток с малыми диаметрами стержней до 1.5 мм и размером ячеек от 12x12 мм до 50x50 мм. Исследования показали, что эффект увеличения несущей способности конструкции при армировании указанными сетками был значительно более высоким, чем при армировании сетками согласно EN 845–3.

Кроме стальных сеток за рубежом широкое распространение получило неметаллическое армирование горизонтальных растворных швов изделиями из высокопрочных стеклянных или углеродных волокон поставляемых в виде сеток или матов (Рисунок 4а). Применяется также неметаллическое армирование сетками форма и раз-

меры, которых соответствуют металлическим сеткам согласно EN 845–3 (Рисунок 2б) [1].

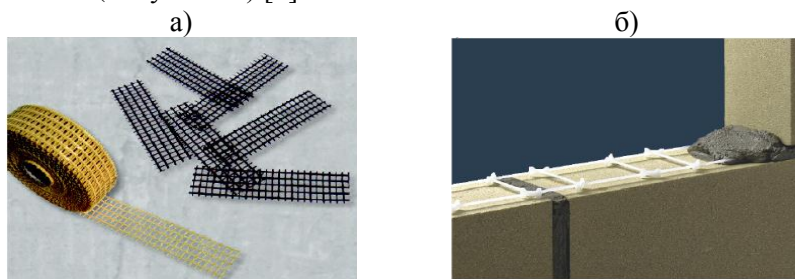
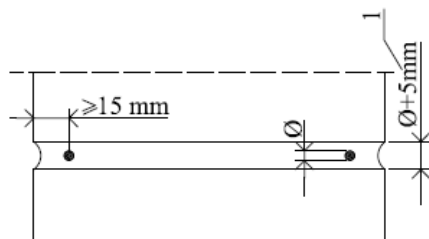


Рисунок 4. Примеры неметаллического армирования горизонтальных швов каменной кладки: а– сетки из стеклянных и углеродных волокон, б– неметаллическая сетка типа «лесенка» [1]

Размещение арматуры в горизонтальных растворных швах связано с дополнительной трудоёмкостью при возведении каменной кладки и практически невозможным контролем качества армирования. Кроме того не всегда такое армирование может быть эффективным, особенно в случаях работы каменной кладки в условиях сложного напряженного состояния. В этом случае повышение трещиностойкости и прочности кладок возможно за счет армирования поверхности стен с помощью сеток из композитных материалов: углеродных волокон (CRFP), стеклопластика (GRFP) или арамидных волокон (ARFP) [2]. По этой технологии увлажненная поверхность кладки покрывается 3–миллиметровым слоем раствора из неорганических минеральных материалов с модифицированными полимерными добавками, в который утапливается армирующая сетка из композитных материалов. Затем наносят защитный штукатурный слой толщиной 8–10 мм, и уже его поверхность подвергается финишной обработке. Указанное армирование успешно применяется в случае необходимости повышения несущей способности существующих конструкций.

Защитный слой раствора должен не только защищать арматуру от коррозии, но и обеспечивать ее достаточное сцепление. В ЕС6 установлено, что защитный слой раствора, т.е. расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки должен составлять не менее 15мм. При этом толщина защитного слоя выше и ниже арматуры принимается такой, что бы толщина шва превышала диаметр

арматуры не менее чем на 5мм (рис.5). Толщина растворных швов из раствора общего назначения и легкого раствора не должна превышать 15мм.



1—для стандартного и легкого раствора  
Рисунок 5. Защитный слой раствора согласно ЕС 6

В случае размещения арматуры в углублениях, которые могут быть предусмотрены в кладочных изделиях или выполняются в построечных условиях, минимальный защитный слой раствора может быть обеспечен при более тонких швах. В этом случае армирование кладки выполняется отдельными стержнями (рис.6).

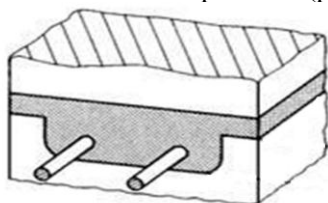


Рисунок 6. Пример размещения арматуры в углублениях кладочного изделия

Данный способ армирования получил широкое распространение в странах Европы при возведении стен из мелкогазобетонных блоков на клеевых растворных швах. По своей однородности такие кладки приближаются к монолитным неармированным бетонным стенам, в связи, с чем обладают пониженной трещиностойкостью.

Решение этой проблемы достигается путем контурного армирования кладки стен. Для армирования используется стальная арматура диаметром 8 мм, которую сгибают по месту, с помощью специального инструмента или ручных приспособлений. Арматурные стержни вдавливаются в прорезанные в кладке с помощью электрического штробореза канавки, заполненные клеем. При этом клей

должен полностью покрывать арматуру, которая располагается на расстоянии не менее 60 мм от внешней поверхности блока.

Следует отметить, что в ЕС6 отсутствуют указания по армированию тонкослойных швов кладки арматурными сетками. Такие указания можно найти у производителей арматурных изделий предназначенных для тонкослойных кладочных швов. На рисунке 7 показан пример размещения сеток армирования в тонкослойных швах согласно рекомендациям «ВЕКАЕРТ» [2].

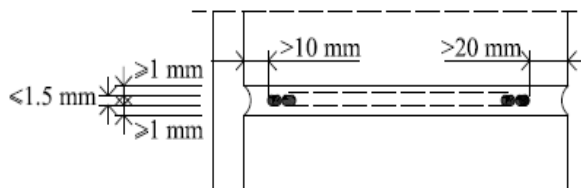


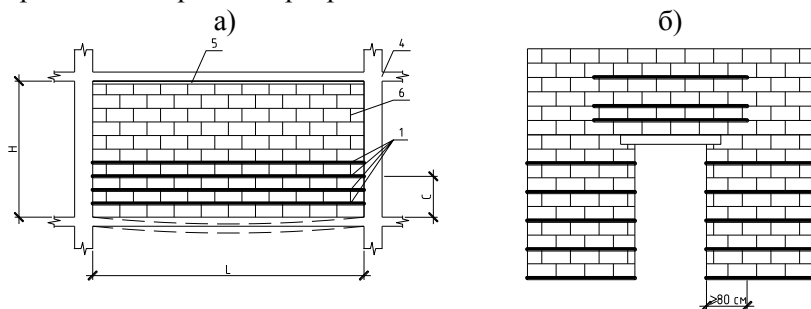
Рисунок 7. Защитный слой раствора для тонкослойных швов [2]

Если просуммировать приведенные на рисунке 7 толщины защитных слоев и диаметр арматуры, то толщина тонкослойного шва составит 3.5мм. В ЕС 6 максимальная толщина тонкослойных швов принята 3мм, что на 0.5мм меньше рекомендуемой [2]. В связи с этим во многих странах участниках СЕН не применяются армированные сетками кладки на тонкослойных швах, несмотря на то, что исследования показывают положительную роль такого армирования, которое увеличивает не только трещиностойкость, но и прочность кладок.

В отличие от СНиП II–22–81\* в ЕС6 содержатся подробные требования, касающиеся антикоррозионной защиты арматурных изделий. Согласно данным требованиям при проектировании каменных конструкций должны учитываться условия, в которых будет находиться конструкция в процессе эксплуатации. В соответствии с ЕС 6 армирование кладки наружных стен преимущественно должно выполняться сетками из нержавеющей стали или из покрытой цинком ( $60 \text{ г/м}^2$ ) стальной проволоки с нанесенным органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия.

Применение того или иного вида арматуры способ ее расстановки (расположения) зависит от множества факторов и прежде всего вида напряженного состояния и ожидаемой морфологии трещин в конструкции. В ЕС6 отсутствуют сведения о расстановке арматур-

ных изделий предназначенных для армирования горизонтальных швов кладки. Такую информацию обычно дают их производители. На рисунке 8 показан пример армирования каменных перегородок для предотвращения трещинообразования в кладке, вызываемого прогибом опорного перекрытия.



1 – горизонтальная арматура, 4 – железобетонный каркас,  
5 – деформационный шов между перегородкой и перекрытием, 6 – перегородка

Рисунок 8. Способы армирования не несущих каменных перегородок:  
а)– сплошных, б)– с дверным проемом

Высота зоны армирования перегородки в соответствии с [3] должна быть не менее  $C = 0,5L$  либо половины эффективной высоты сечения стены как армированного изгибаемого элемента. Такое армирование также замедляет развитие косых трещин в крайних участках перегородок. Способ армирования перегородок с дверными проемами показан на рисунке 8б. Арматура размещается над перемычкой, препятствуя образованию косых трещин в углах дверных проемов и в простенках, где также могут появиться косые трещины [4]. Следует отметить, что морфология трещин зависит от множества факторов: соотношения размеров перегородок  $L/H$ , размеров и расположения дверных проемов, соотношения изгибных жесткостей перегородки и перекрытия и т.д [3].

Весьма чувствительными к трещинообразованию в современных каменных стенах являются участки с концентрацией напряжений. Это, прежде всего угловые зоны оконных проемов (рисунок 9а), междуоконные пояса при опирании на них узких простенков (рисунок 9б), участки стен с перепадами высот (рисунок 9в). Обычно арматуру располагают в таких зонах в соответствии с распределением

силовых потоков, увеличивая расстояние между ее рядами по мере удаления от зоны концентрации напряжений (рисунк 9 б, в).

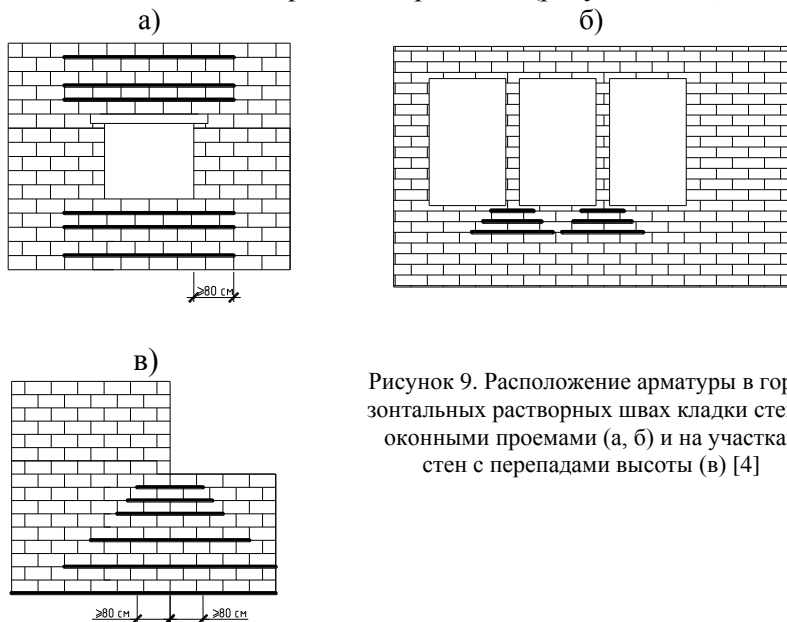


Рисунок 9. Расположение арматуры в горизонтальных растворных швах кладки стен с оконными проемами (а, б) и на участках стен с перепадами высоты (в) [4]

Несмотря на имеющийся практический опыт и многочисленные экспериментально–теоретические исследования в ЕСб, равно как и отечественной нормативной литературе, приводятся весьма ограниченные данные относительно методов расчета каменных конструкций, которые армируются вышеперечисленными способами. Известные расчетные модели армированных каменных конструкций, построенные по аналогии с железобетонными (на основе статического равновесия внешних и внутренних сил в расчетных сечениях), позволяют получить относительно хорошую сходимость с опытами лишь для простейших случаев, например, изгибаемых элементов. В более сложных ситуациях, например, в случае армирования участков каменных стен, работающих в условиях сложного НДС, практические методы расчета отсутствуют вообще. Учитывая сложный характер совместной работы арматуры с каменной кладкой, обладающей неоднородной структурой и анизотропными свойствами, построение универсальных инженерных методов расчета армокаменных конструкций является проблематичным. В данном случае

для оценки НДС каменной кладки можно использовать численные расчеты, в основу которых положен метод конечных элементов. В то же время оценка трещиностойкости и прочности кладки в условиях сложного НДС выполняется с применением соответствующих критериев прочности, применение которых в отечественной практике возможно лишь при наличии входных данных, отражающих прочностные характеристики конкретных видов каменной кладки при одноосных нагружениях. Указанные характеристики могут быть получены только экспериментальным путем.

Сложность решения поставленных задач заключается в том, что каменная кладка является анизотропным материалом с широким диапазоном прочностных и деформационных свойств. В отличие от бетона или стали, имеющих относительно стабильные свойства независимо от региона, в котором они произведены, механические характеристики каменной кладки изменяются значительно в зависимости от местных составляющих материалов (кладочных камней и раствора), а также качества выполнения работ. Этим определяется необходимость проведения большого объема экспериментальных исследований для получения статистических данных по прочностным и деформационным характеристикам каменных кладок не только в направлении главных осей анизотропии, совпадающих с направлением растворных швов, но и под различными к ним углами.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Kubica J. Murowe konstrukcje zbrojone – podstawy projektowania //XXVI Ogólnopolskie warsztaty Pracy projektanta konstrukcji.–Szczyrk, 2011.–S. 49–90.
2. BEKAERT. Brickforce® Engineers guide and load tables, 2010.–28p.
3. Деркач В.Н. О морфологии трещин, возникающих во внутренних перегородках современных зданий// Вестник Брестского государственного технического университета – Строительство и архитектура.– 2010.–№1.–С.43–45.



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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.014.001.24(476.7)

**ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В НАПРАВЛЕНИИ  
ТОЛЩИНЫ ПРОКАТА В СООТВЕТСТВИИ  
С ТРЕБОВАНИЯМИ ТКП EN 1993–1–10**

*ДРАГАН В.И., ДРАГАН А.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

Технический кодекс установившейся практики ТКП EN 1993–1–10 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–10. Свойства трещиностойкости и прочности материалов в направлении толщины проката» требует проведения расчетов стальных конструкций, обеспечивающих исключения их хрупкого разрушения. СНиП II–23–81\* «Стальные конструкции. Нормы проектирования» предусматривают расчет с учетом хрупкого разрушения центрально- и внецентренно растянутых элементов, а также зоны растяжения изгибаемых элементов, возводимых в климатических районах с отрицательной температурой, по формуле:

$$\sigma_{\max} \leq \beta \cdot R_u / \gamma_u, \quad (1)$$

где  $\sigma_{\max}$  – наибольшие растягивающие напряжения в расчетном сечении элемента, вычисленное по сечению нетто без учета коэффициента динамичности и  $\Phi_b$ ;

$\beta$  – коэффициент, принимаемый по табл.8.4 [1].

Данная методика расчета ограничивала применение проката толщиной более 30мм, допускала применение стали с пределом текучести до 380МПа, не позволяла рассчитывать стыковые сварные соединения, работающие на расяжение, сварные составные балки, фермы из круглых труб и др.

Метод расчета по ТКП EN 1993–1–10 устраняет указанные ограничения и позволяет определять допускаемую толщину проката в зависимости от расчетной температуры, для которой исключается хрупкое разрушение, а также оценивать трещиностойкость стали с позиции механики разрушения.

### 1. Выбор материала по трещиностойкости

При проектировании стальных конструкций следует исключить возможность хрупкого разрушения, возникающую вследствие неблагоприятного влияния сочетания следующих факторов:

- пониженной температуры, при которой сталь в зависимости от её химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкое состояние;
- действия динамических и переменных (циклических) нагрузок;
- высоких местных напряжений, вызванных воздействием сосредоточенных нагрузок или деформаций деталей соединения, а также остаточных напряжений;
- резких концентраторов напряжений, ориентированных поперек направления действия растягивающих напряжений.

Выбор класса стали следует производить по пределу текучести  $f_y(t)$ , назначенному в зависимости от толщины материала и свойств вязкости разрушения, выраженных через температуру  $T_{27J}$  или  $T_{40J}$ .

Величина предела текучести в зависимости от толщины материала  $f_y(t)$  определяется по следующей формуле:

$$f_y(t) = f_{y,нот} - 0,25 \frac{t}{t_o}, \quad (2)$$

где  $t$  – толщина проката, мм;  $t_o=1$ мм.

Величина  $f_y(t)$  может быть принята по соответствующим стандартам на сталь.

Температура  $T_{27J}$  или  $T_{40J}$  – это температура, при которой для данной стали минимальная работа разрушения  $A_V$  стандартного образца с V-образным надрезом при испытаниях на ударный изгиб по Шарпи будет не менее 27 Дж или 40 Дж соответственно.

Под ударной вязкостью понимают полную работу  $A_V$  на деформирование и разрушение стандартного образца с V-образным надрезом при ударном испытании на трехточечный изгиб (испытания по методу Шарпи). Метод основан на разрушении образца с концентратором напряжений одним ударом маятникового копра. Концы образца располагаются на опорах.

Воздействия нагрузок на конструктивный элемент по ТКП EN 1993–1–10 должны соответствовать следующему расчетному сочетанию:

$$E_d = A T_{Ed} + \sum G_K + \psi_1 Q_{K1} + \psi_{2,i} Q_{Ki} , \quad (3)$$

где  $A$  – главное воздействие, которым является расчетная температура  $T_{Ed}$ , определяется статическим расчетом конструкций на изменение температуры;

$T_{Ed}$  – температура, которая влияет на прочность материала рассматриваемого элемента и может также вызвать дополнительные напряжения вследствие стеснения деформаций;

$\sum G_K$  – постоянные воздействия;

$\psi_1 Q_{K1}$  – частное значение переменного воздействия;

$\psi_{2,i} Q_{Ki}$  – практически постоянное значение воздействий, которые увеличивают уровень напряжений в материале.

Толщина элемента влияет на стандартные механические характеристики стали и существенно влияет на характеристики вязкости разрушения стали:  $K_C$  – коэффициент интенсивности напряжений при плоском напряженном состоянии или  $K_{IC}$  – коэффициент интенсивности при плоском деформированном состоянии в вершине трещины. Схематические зависимости вязкости разрушения от толщины материала показаны на рисунке 1. В условиях плоского напряженного состояния  $K_C$  зависит от толщины материала, а  $K_{IC}$  является константой материала, которая определяет нижний предел вязкости разрушения. Определяемая в условиях плоского деформированного состояния вязкость разрушения  $K_{IC}$  не зависит от формы образца и его размеров, от номинального напряжения и размеров

трещины, а зависит от состояния структуры данной стали, температуры окружающей среды и скорости деформирования.

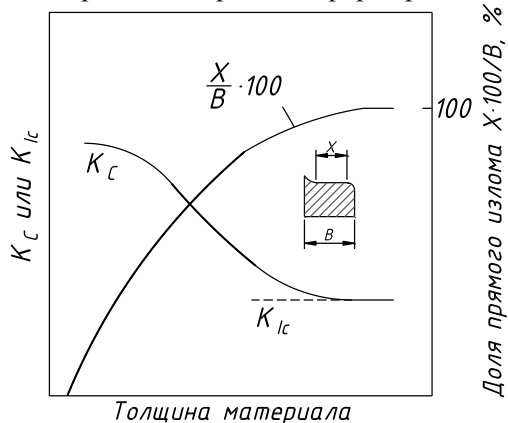


Рисунок 1. Схематическая зависимость вязкости разрушения от толщины материала [1]

Коэффициент интенсивности напряжений для трещины нормального отрыва определяется по формуле [3]:

$$K_I = \frac{\sigma_{Ed} \sqrt{\pi a} Y M_K}{k_{R6} - \rho}, \quad (4)$$

где  $\sigma_{Ed}$  — напряжения, соответствующие расчетной температуре;

$a$  — фактическая длина трещины;

$Y$  — геометрический параметр детали с трещиной. Для некоторых типов трещин  $Y$  определяется по таблице 10.2, для других трещин в деталях определяется по формулам, приведенным [3];

$M_K$  — поправочный коэффициент для сварных соединений, определяется по таблице 2;

$k_{R6}$  — поправочный коэффициент для учета пластичности в вершине трещины, определяется по таблице 3;

$\rho$  — поправочный коэффициент для учета локальных остаточных напряжений, определяется по таблице 4.

**Таблица 1 (начало)**

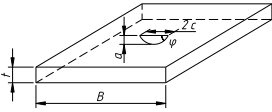
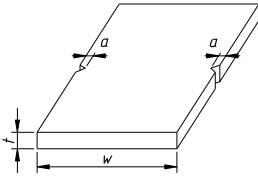
Схема	Геометрический параметр детали с трещиной	Источник
1	2	3
<p>Поверхностная трещина</p> 	$Y = \frac{F_d}{\sqrt{Q}} \quad Q = 1 + 1,464 \left( \frac{a}{c} \right)^{1,65}$ $F_s = \left[ M_1 + M_2 \left( \frac{a}{c} \right)^2 + M_3 \left( \frac{a}{t} \right)^4 \right] \cdot g \cdot f_\varphi \cdot f_w$	
<p>область применимости</p> $0 \leq \frac{a}{c} \leq 1$ $\frac{2c}{B} \leq 0,5;$ $0 \leq \varphi \leq \pi;$ $0 \leq \frac{a}{t} \leq 1;$	$M_1 = 1,13 - 0,09 \left( \frac{a}{c} \right)$ $M_2 = 0,5 - \frac{1}{0,65 + \frac{a}{c}} + 14 \left( 1 - \frac{a}{c} \right)^{24};$ $f_\varphi = \left[ \left( \frac{a}{c} \right)^2 \cos^2 \varphi + \sin^2 \varphi \right]^{\frac{1}{4}}$ $M_3 = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{a}{c}};$ $g = 1 + \left[ 1 + 0,35 \left( \frac{a}{t} \right)^2 \right] \cdot 1 - \sin^2 \varphi;$ $f_w = \left[ \frac{1}{\cos \left( \frac{\pi \cdot c}{B} \sqrt{\frac{a}{t}} \right)} \right]^{\frac{1}{2}}$	<p>[3]</p>
<p>Две краевые трещины</p> 	$Y = 1,122 - 0,154 \alpha + 0,807 \alpha^2 - 1,894 \alpha^3 + 2,494 \alpha^4$ <p>где <math>\alpha = \frac{2a}{W}</math></p>	

Таблица 1 (окончание)

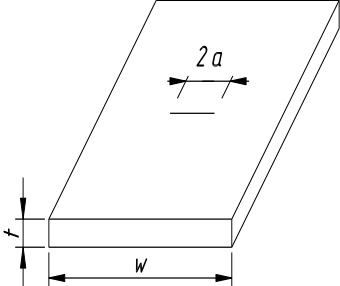
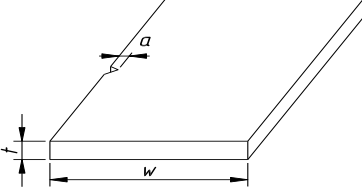
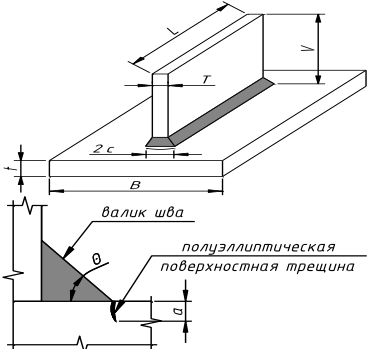
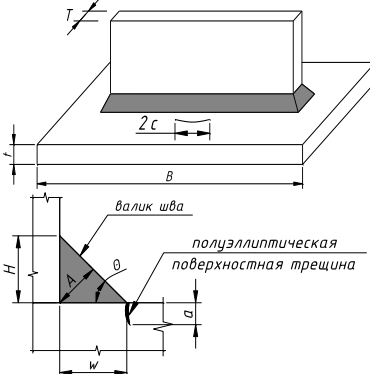
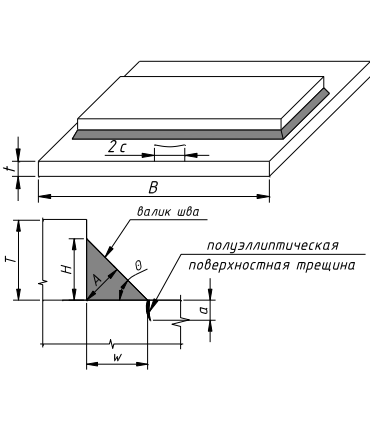
1	2	3
<p>Сквозная центральная трещина</p> 	$Y = 1 - 0,025 \alpha^2 + 0,06 \alpha^4 \sqrt{\frac{1}{\cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right)}};$ <p>где <math>\alpha = \frac{2a}{W}</math></p>	[3]
<p>Краевая трещина</p> 	$Y = 1,12 - 0,231 \alpha + 10,55 \alpha^2 - 21,72 \alpha^3 + 30,39 \alpha^4;$ <p>где <math>\alpha = \frac{2a}{W}</math></p>	

Таблица 2 (начало)

Схема	Поправочный коэффициент для сварных соединений	Источник
1	2	3
 <p style="text-align: center;">область применимости</p> $0,5 \leq \frac{L}{t} \leq 40 \quad ; \quad 0,15 \leq \frac{T}{t} \leq 2$ $2,5 \leq \frac{B}{t} \leq 40 \quad ; \quad 30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$	$M_K = C \cdot \left( \frac{a}{t} \right)^k \text{ и } M_K \geq 1$ <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> $C = 0,9089 - 0,2357 \frac{T}{t} + 0,0249 \left( \frac{L}{t} \right) -$ $-0,00038 \left( \frac{L}{t} \right)^2 + 0,0186 \frac{B}{t} - 0,1414 \left( \frac{\theta}{45^\circ} \right)^2$ <p style="text-align: center;">;</p> $k = -0,02285 + 0,0167 \frac{T}{t} -$ $-0,3863 \frac{\theta}{45^\circ} + 0,123 \left( \frac{\theta}{45^\circ} \right)^2$	[4]

**Таблица 2 (окончание)**

1	2	3
	$M_K = C \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^k \text{ и } M_K \geq 1$	
<p>область применимости</p> $0,2 \leq \frac{H}{t} \leq 1,0;$ $0,125 \leq \frac{T}{t} \leq 4,0; 15^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $0,2 \leq \frac{W}{t} \leq 1,0; 0,175 \leq \frac{A}{t} \leq 0,72;$	$C = 0,8068 - 0,1554 \frac{H}{t} +$ $+ 0,0429 \left(\frac{H}{t}\right)^2 + 0,0794 \frac{W}{t};$ $k = -0,1993 - 0,1839 \frac{H}{t} +$ $+ 0,0495 \left(\frac{H}{t}\right)^2 + 0,0815 \frac{W}{t};$	[4]
	$M_K = \frac{SCF}{1 + \frac{1}{0,1473} \left(\frac{a}{t}\right)^{0,4348}};$ $M_K \geq 1$	
<p>область применимости</p> $0,32 \leq \frac{H}{t} \leq 0,96; 0,64 \leq \frac{T}{t} \leq 2,0;$	$SCF = -3,539 \log\left(\frac{H}{t}\right) +$ $+ 1,981 \log\left(\frac{T}{t}\right) + 5,798$	[5]



**Таблица 3. Значение  $k_{R6}$**

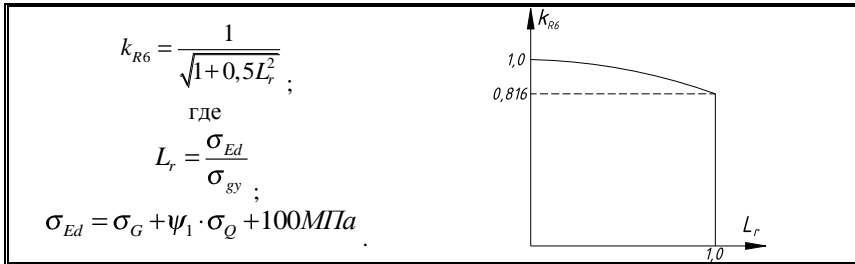
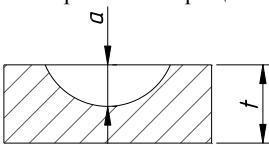
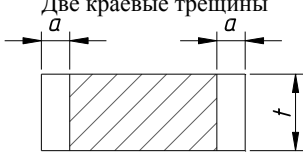
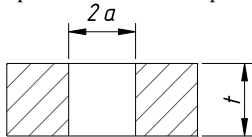
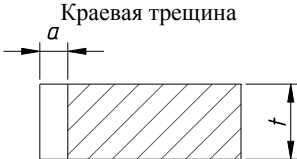


Схема	Величина $\sigma_{gy}(t)$	Источ- точ- ник
<p>Поверхностная трещина</p>	$\sigma_{gy} t = f_y t \left( 1 - \frac{\pi \cdot 2,5 \cdot a^2}{2 \cdot t \cdot 5a + t} \right);$	[5]
<p>Две краевые трещины</p>	$\sigma_{gy} t = f_y t \left( 1 - \frac{2a}{W} \right) \left( 1 + 0,3 \frac{2a}{W} \right);$	[6]
<p>Центральная сквозная трещина</p>	$\sigma_{gy} t = f_y t \left( 1 - \frac{2a}{W} \right);$	[7]
<p>Краевая трещина</p>	$\sigma_{gy} t = f_y t \left( 1 - \frac{a}{W} \right);$	[7]
$f_y t = f_y - 0,25 \frac{t}{t_o}$ <p>где <math>t_o = 1,0 \text{ мм}</math>.</p>		

**Таблица 4. Коэффициент  $\rho$**

Определение параметра $\rho$	
$L_r \leq 0,8$	$\rho = \rho_1$
$0,8 \leq L_r \leq 1,05$	$\rho = 4\rho_1 (1,05 - L_r)$
$1,05 \leq L_r$	$\rho = 0$
Определение параметра $\rho_1$	
$\psi = \frac{\sigma_s L_r}{\sigma_p} \leq 0$	$\rho_1 = 0$
$\psi = \frac{\sigma_s L_r}{\sigma_p} \geq 5,2$	$\rho_1 = 0,1\psi^{0,714} - 0,007\psi^2 + 0,00003\psi^5$

**Таблица 5. Значение  $b_{ef}$**

Схема	$b_{ef}$ , мм
<p>Поверхностная трещина</p> 	5a
<p>Две краевые трещины</p> 	2t
<p>Центральная сквозная трещина</p> 	2t
<p>Краевая трещина</p> 	t

Наиболее нагруженный элемент конструкции рассчитывается на усилия от расчетного значения температуры  $T_{Ed}$ . Расчетное значение температуры  $T_{Ed}$  для места потенциального разрушения определяется по формуле:

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_{\varepsilon_1} + \Delta T_{\varepsilon,cf}, \quad (5)$$

где  $T_{md}$  – самая низкая температура воздуха в период эксплуатации, см. национальное приложение ТКП EN 1991–1–5;

$\Delta T_r$  – поправка на потери при излучении (радиационные потери), см. национальное приложение ТКП EN 1991–1–5;

$\Delta T_\sigma$  – поправка на напряжения и предел текучести материала, наличие трещины, а также форму и размеры элементов.  $\Delta T_\sigma$  определяется по формуле [8]:

$$\Delta T_\sigma = -52 \ln \left\{ \left( \left[ \frac{K_I}{k_{R6} - \rho} - 20 \right] \left( \frac{b_{ef}}{25} \right)^{\frac{1}{4}} - 10 \right) \cdot \frac{1}{70} \right\}, \quad (6)$$

$\Delta T_R$  – запас безопасности;

$\Delta T_{\varepsilon_1}$  – поправка на скорость деформации, отличную от деформации при статическом нагружении  $\varepsilon_0 = \frac{d\varepsilon}{dt} \leq 4 \cdot 10^{-4} \frac{1}{сек}$ . Для нагрузок и воздействий, при которых  $\varepsilon_1 > 4 \cdot 10^{-4} \frac{1}{сек}$ ,  $\Delta T_{\varepsilon_1}$  определяется по формуле:

$$\Delta T_{\varepsilon_1} = -\frac{1440 - f_y t}{550} \left( \ln \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right)^{1,5}, \quad ^\circ C \quad (5)$$

$\Delta T_{\varepsilon,cf}$  – поправка на степень деформации при холодном гнутье. Поправку  $\Delta T_{\varepsilon,cf}$  для горячедеформированной стали  $\Delta T_{\varepsilon,cf} = 0^\circ C$ . Для холодно деформированных не подверженных старению сталей  $\Delta T_{\varepsilon,cf}$  определяется по формуле:

$$\Delta T_{\varepsilon,cf} = -3\varepsilon_{cf}, \quad ^\circ C \quad (6)$$

На сопротивление стали хрупкому разрушению влияют остаточные напряжения. Остаточными напряжениями называют напряжения, которые существуют и уравниваются внутри твердого те-

ла после устранения причин, вызвавших их появление. Остаточные напряжения возникают в результате неоднородных линейных или объемных деформаций в смежных объемах материала. В металлических конструкциях остаточные напряжения наводятся при неоднородной по сечению пластической деформации при холодном и горячем деформировании, при неравномерном распределении температур по объему детали при сварке, при неравномерном по сечению детали процесса фазовых превращений при нагреве и охлаждении. Остаточные напряжения влияют на склонность материала к хрупкому разрушению. Величину остаточных напряжений в опасном сечении конструктивного элемента можно определить экспериментально известными физическими методами измерения остаточных напряжений или численно на основе конечно–элементных моделей.

### **Определение максимально допустимых значений толщины элемента**

Максимально допустимая толщина элемента конструкций определяется по таблице 2.1 ТКП EN 1993–1–10. Максимально допустимая толщина элемента назначается в зависимости от класса стали, ударной вязкости в единицах  $A_V$ – величин, уровня расчетного напряжения в элементе, рассчитанного на действие расчетного сочетания усилий (3) и расчетную температуру, определенную по формуле (5).

В таблице 2.1 ТКП EN 1993–1–10 приведены максимально допустимые значения толщины элемента для трех уровней напряжений, выраженных как часть величины предела текучести:

$$\begin{aligned} \text{а. } \sigma_{Ed} &= 0,75 f_y t, \text{ МПа} \\ \text{б. } \sigma_{Ed} &= 0,5 f_y t, \text{ МПа} \\ \text{в. } \sigma_{Ed} &= 0,25 f_y t, \text{ МПа} \end{aligned} \quad (7)$$

Табличные значения максимально допустимой толщины элемента приведены для семи расчетных значений температур  $T_{Ed}$ : 10°C, 0°C, минус 10°C, минус 20°C, минус 30°C, минус 40°C, минус 50°C. Применяя таблицу 2.1 ТКП EN 1993–1–10 допускается использовать линейную интерполяцию для расчетных температур  $T_{Ed}$  и рас-

четных напряжений  $\sigma_{Ed}$ . Экстраполяция сверх экстремальных значений не допускается. В таблице приведены гарантированные значения ударной вязкости, полученные при испытаниях на ударный изгиб образцов по Шарпи, изготовленных в направлении проката детали.

### Оценка трещиностойкости стали с использованием механики разрушения

При оценке сопротивления строительных сталей хрупкого разрушения применяются энергетические  $J_{Ic}$ -интеграл, силовые  $K_{Ic}$  и деформационные  $\delta_c$  (критическое раскрытие трещины) критерии механики разрушения.

Критерии механики разрушения  $J_{Ic}$ ,  $K_{Ic}$  и  $\delta_c$  находятся для каждого конкретного материала экспериментально при соответствующих условиях нагружения и служат характеристиками сопротивления этого материала хрупкому разрушению при наличии трещины.

Рост трещины нормального отрыва исключается если выполняется условие:

$$K_I \leq K_{Ic}, \quad (8)$$

где  $K_I$  – коэффициент интенсивности напряжений для трещины нормального отрыва, определяется по формуле (4);

$K_{Ic}$  – критический коэффициент интенсивности напряжений для трещины нормального отрыва для данной стали, определяется экспериментально.

Повышение температуры пластифицирует и разупрочняет сталь, поэтому при прочих неизменных условиях и одном и том же микромеханизме разрушения оно должно приводить к росту трещиностойкости. Температурные зависимости критических коэффициентов интенсивности напряжений  $K_{Ic}$  для сталей имеют вид кривых медленно поднимающихся в области низких температур и резко – в области хрупко-вязкого перехода (см. рисунок 2).

Допускается для оценки трещиностойкости сталей использовать эмпирическую зависимость [10]:

$$K_{Ic} = 20 + \left[ 70 \left\{ \exp \frac{T_{Ed} - T_{27J} + 18^\circ C + \Delta T_R}{52} \right\} + 10 \right] \left[ \left( \frac{25}{b_{eff}} \right)^{\frac{1}{4}} \right] \quad (11)$$

где  $b_{eff}$  – величина, определяемая по таблице 5.

Формула (11) хорошо описывает экспериментальную зависимость изменения  $K_{Ic}$  от температуры стали ВстЗкп, представленной на рисунке 2. Кипящие стали имеют самые низкие характеристики вязкости разрушения. Поэтому формула (11) определяет нижние значения  $K_{Ic}$  для всех строительных сталей.

При выполнении критерия (10) должно соблюдаться следующее условие для расчетной температуры:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd}, \quad (9)$$

где  $T_{Ed}$  – температура, при которой допускается рассчитывать безопасный уровень вязкости разрушения при расчетных условиях:

$$T_{Rd} = T_{27J} - 18^\circ C + \Delta T_t, \quad (10)$$

где  $\Delta T_t$  – поправка на толщину детали.  $\Delta T_t$  определяется по формуле [11]:

$$\Delta T_t = 12,9 \tanh 1,9 \ln t - 76 + 12,8, \quad (11)$$

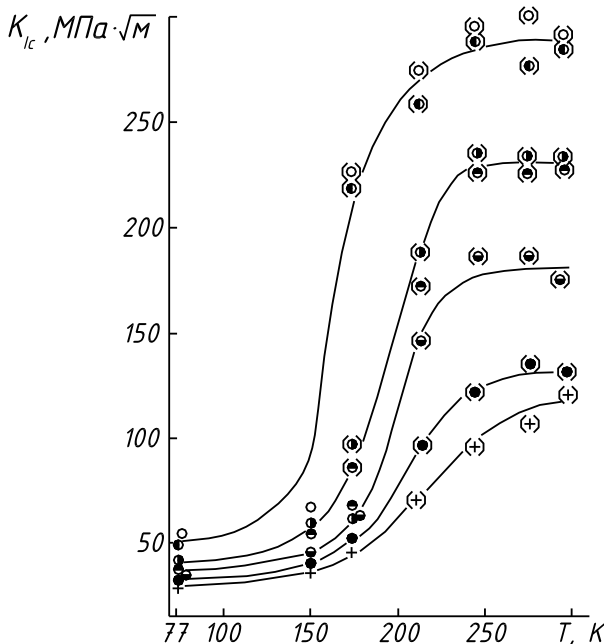


Рисунок 2. Зависимость трещиностойкости  $K_I$  от температуры для сталей [12]:

○, ● – сталь X70; ◐, ◑ – 10Г2ФБ; ◒ – 17Г1С-У; ● – 17ГС; + – ВстЗкп.

### Выбор материала по свойствам в направлении толщины проката

При применении в соединениях проката толщиной  $t \geq 25$  мм из низкоуглеродистых и низколегированных сталей в крестообразных, тавровых и угловых соединениях, а также в соединениях со стыковыми сварными швами с полным проплавлением, в одном из элементов, который испытывает растягивающие напряжения по толщине листа, возникает риск слоистого расслоения (дефекта в прокате, образующегося под действием сварки в виде слоистых трещин, параллельных плоскости проката). Возникновение слоистого разрушения существенно зависит от формы соединения и расположения сварных швов, от размеров сварных швов, толщины свариваемых элементов, степени жесткости соединения и технологии сварки. На рисунке 3 показаны слоистые трещины в сварных соединениях разной формы.

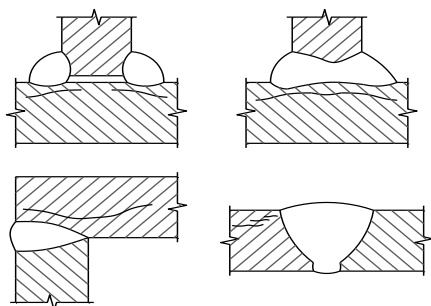


Рисунок 3. Расположение слоистых трещин в сварных соединениях разной формы

Кроме того на расслоение оказывает влияние химические свойства материала в направлении перпендикулярном растягивающим напряжениям. В частности, высокая концентрация серы может способствовать расслаиванию даже при значениях, не превышающих требований стандартов.

Чувствительность материала к растрескиванию должна определяться измерением пластичности на образцах, изготовленных в направлении толщины проката по EN 10164 или ГОСТ 28870, которое выражается в единицах класса качества Z. При определении расчетного значения  $Z_{ed}$  эффективную высоту углового сварного шва  $a_{eff}$  следует определять как показано на рисунке 4.

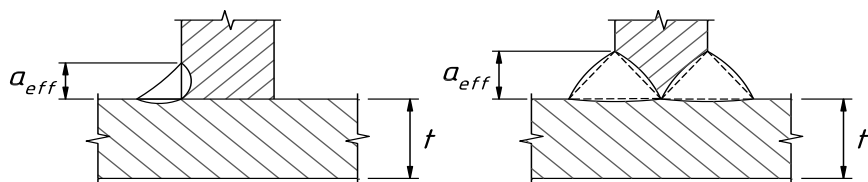


Рисунок 4. Эффективная высота сварного шва  $a_{eff}$  для усадки

Исключить возможность слоистого разрушения проката можно при соблюдении условия:

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd}, \quad (12)$$

где  $Z_{Ed}$  – суммарное значение  $Z$ -величин, определяемое ограничением усадки металла под наплавленным валиком сварного шва;

$Z_{Rd}$  – нормируемое значением  $Z$  величины для стали в соответствии с EN 10164 (см. таблицу 6) или ГОСТ 28870 (см. таблицу 7).

**Таблица 6. Выбор класса качества согласно EN 10164**

Заданное значение $Z_{Ed}$ по EN 1993-1-10	Требуемое значение $Z_{Rd}$ , выраженное через расчетные $Z$ -величины по EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	–
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} \geq 30$	Z35

**Таблица 7. Классификация листового проката в зависимости от значения относительного сужения по ГОСТ 28870**

Группа качества	Относительное сужение $\psi$ , % не менее	
	Среднее значение по результатам испытаний трех образцов	Отдельное значение
Z15	15	10
Z25	25	15
Z35	35	25

Расчетное значение  $Z_{Ed}$  следует определять по формуле:



$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e, \quad (13)$$

где  $Z_a$  – влияние эффективной высоты шва;

$Z_b$  – влияние формы и положения сварных швов в Т-образных, крестообразных и угловых соединениях;

$Z_c$  – влияние толщины материала ( $t$ ) на сдерживание усадки;

$Z_d$  – влияние жесткости соединения;

$Z_e$  – влияние предварительного подогрева.

Значения  $Z_a$ ,  $Z_b$ ,  $Z_c$ ,  $Z_d$  и  $Z_e$  представлены в таблице 3.2 ТКП EN 1993–1–10.

### **Примеры расчета свойств трещиностойкости и прочности материала в направлении толщины проката**

**ПРИМЕР 1.** Определить максимально допустимую толщину растянутой нижней полки стальной балки автодорожного моста. Сечение сталежелезобетонной конструкции пролетного строения показано на рисунке 10.8. Балка запроектирована из стали S355J2.

Минимальная температура наружного воздуха в районе строительства принимается по национальному приложению ТКП EN 1991–1–5 принимаем  $T_{md} = -30^\circ \text{C}$ .

Статические расчеты стальной балки выполнены на следующие нагрузки и воздействия, назначенные в соответствии с ТКП EN 1993–2:

- собственный вес стальной балки, напряжение в нижнем поясе,  $\sigma_{1,Ed} = 10,24 \text{ МПа}$ ;
- вес сборной железобетонной плиты,  $\sigma_{2,Ed} = 30,24 \text{ МПа}$ ;
- вес монолитной железобетонной плиты,  $\sigma_{3,Ed} = 45,68 \text{ МПа}$ ;
- вес мостового полотна,  $\sigma_{4,Ed} = 36,96 \text{ МПа}$ ;
- ползучесть бетона,  $\sigma_{5,Ed} = -4,1 \text{ МПа}$ ;
- усадка бетона,  $\sigma_{6,Ed} = -1,03 \text{ МПа}$ ;
- осадка надстройки,  $\sigma_{7,Ed} = 3,91 \text{ МПа}$ ;
- нагрузка на тротуар,  $\sigma_{8,Ed} = 11,83 \text{ МПа}$ ;

- максимальная нагрузка от транспортных средств,  
 $\sigma_{9,Ed} = 107,73 \text{ МПа}$  ;
- минимальная нагрузка от транспортных средств,  
 $\sigma_{10,Ed} = -33,30 \text{ МПа}$  ;
- ветровая нагрузка,  $\sigma_{11,Ed} = 3,87 \text{ МПа}$  ;
- вертикальный градиент температуры  $\Delta T = 10^\circ \text{C}$  ,  
 $\sigma_{12,Ed} = 12,42 \text{ МПа}$  ;
- нагрузка от торможения транспортных средств,  
 $\sigma_{13,Ed} = 4,65 \text{ МПа}$  .

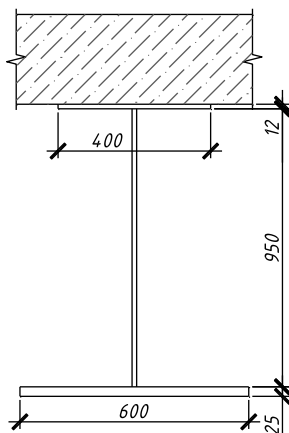


Рисунок 5. Сечение главной балки автодорожного моста

В соответствии с требованиями ТКП EN 1993–2 принимаем коэффициент сочетания для переменных нагрузок  $\psi = 0,7$ .

Определяем расчетное растягивающее напряжение в нижнем поясе балки:

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed} = & 1,0 \cdot 10,24 + 30,24 + 45,68 + 36,96 + 3,91 + \\ & + 0,7 \cdot 11,83 + 107,73 + 3,87 + 12,42 + 4,65 = 217,32 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Определяем расчетную температуру по формуле 10.4. Для этого принимаем:

-  $T_{md} = -30^{\circ}C$  – самая низкая температура в районе строительства, принимается по национальному приложению ТКП EN 1991–1–5;

-  $\Delta T_r = -5^{\circ}C$  – потери на излучение, принимается по национальному приложению ТКП EN 1991–1–5;

-  $\Delta T_{\sigma}$  – трещины в полке отсутствуют;

-  $\Delta T_R = 0$  – запас безопасности, предусматривается в национальном приложении.

Определяем поправку на скорость деформации отличную от исходной деформации  $\varepsilon_0 = 4 \cdot 10^{-4} \frac{1}{c}$ . Принимаем скорость деформации балки  $\varepsilon_1 = 5 \cdot 10^{-3} \frac{1}{c}$ .

$$\Delta T_{\varepsilon_1} = -\frac{1440 - f_y t}{550} \left( \ln \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right)^{1,5} = -\frac{1440 - 348,75}{550} \left( \ln \frac{5 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot 10^{-4}} \right)^{1,5} = -8^{\circ}C$$

$$f_y t = f_{y nom} - 0,25 \frac{t}{t_0} = 355 - 0,25 \frac{25}{1} = 348,75 \text{ МПа}$$

-  $\Delta T_{\varepsilon,cf} = 0$  – поправка на степень деформации при холодном гнутье.

$$\Delta T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_{\sigma} + \Delta T_R + \Delta T_{\xi} + \Delta T_{\varepsilon,cf} = -30^{\circ}C - 5^{\circ}C + 0^{\circ}C - 8^{\circ}C + 0 = -43^{\circ}C$$

Определяем  $\sigma_{Ed}$  в долях  $f_y(t)$ :

$$\sigma_{Ed} = \frac{217,32}{348,75} f_y t = 0,62 f_y t ;$$

Используя таблицу 2.1 ТКП EN 1993–1–10 определяем максимально допустимую толщину балки из стали S355J2.

Значение максимально допустимой толщины нижней полки балки находим путем интерполяции табличных значений для расчетной температуры  $T_{Ed} = -43^{\circ}C$  и расчетного напряжения  $\sigma_{Ed} = 0,62 f_y t$ .

Максимально допустимая толщина полки при  $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y t$  и температуре  $T_{Ed} = -43^{\circ}C$ :

$$t_{\text{дон}} = 25 + \frac{35 - 25}{10} \cdot 7 = 32 \text{ мм};$$

Максимально допустимая толщина полки при  $\sigma_{Ed} = 0,5 f_y t$  и  $T_{Ed} = -43^\circ \text{C}$ :

$$t_{\text{дон}} = 45 + \frac{55 - 25}{10} \cdot 7 = 52 \text{ мм}$$

Максимально допустимая толщина полки при  $\sigma_{Ed} = 0,62 f_y t$  и  $T_{Ed} = -43^\circ \text{C}$ :

$$t_{\text{дон}} = \frac{52 - 32}{0,25} \cdot 0,13 + 32 = 42 \text{ мм};$$

$$t_{\text{дон}} = 42 > t_{\text{полки}} = 25 \text{ мм}.$$

Толщина полки балки  $t_{\text{полки}} = 25 \text{ мм}$  отвечает требованиям толщины проката из стали S355J2, с вязкостью разрушения 27Дж при температуре  $-20^\circ \text{C}$ , при напряжении  $\sigma_{Ed} = 0,62 f_y t$  и расчетной температуре  $T_{Ed} = -43^\circ \text{C}$ .

**ПРИМЕР 2.** Проверить трещиностойкость муфты узла крепления подвесок к кабелю вантового моста. Муфта литая из стали S420N. Предполагаем наличие в детали полуэллиптической поверхностной трещины нормального отрыва с размерами  $a_d \times 2c = 5 \text{ мм} \times 13 \text{ мм}$  (см. рисунок 6). Сечение стенки муфты  $60 \times 300 \text{ мм}$ . Принимаем наличие остаточных напряжений растяжения в сечении с трещиной  $\sigma_s = 100 \text{ МПа}$ . Расчетные напряжения от внешних нагрузок и воздействий в муфте  $\sigma_{1,Ed} = 96 \text{ МПа}$ .

Минимальную температуру наружного воздуха принимаем по ТКП EN 1991-1-5 для заданного района строительства  $T_{md} = -39^\circ \text{C}$ .

Коэффициент интенсивности напряжений для рассматриваемой трещины определяем по формуле:

$$K_I = \frac{\sigma_{Ed} \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y \cdot M_k}{k_{R6} - \rho};$$

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{1Ed} + \sigma_s = 96 + 100 \text{ МПа} = 196 \text{ МПа};$$

Геометрический параметр определяем по таблице 1:

$$Y = \frac{F_s}{\sqrt{Q}}; \quad Q = 1 + 1,464 \left( \frac{a}{c} \right)^{1,65} = 1 + 1,464 \left( \frac{5}{13} \right)^{1,65} = 1,95;$$

$$0 < \frac{a}{t} = 0,77 < 1; \quad \frac{2c}{B} = \frac{13}{300} = 0,04 < 0,5; \quad \varphi = \frac{\pi}{2};$$

$$0 < \frac{a}{t} = \frac{5}{60} = 0,08 < 1;$$

$$F_s = \left[ M_1 + M_2 \left( \frac{a}{t} \right)^2 + M_3 \left( \frac{a}{t} \right)^4 \right] \cdot g \cdot f_\varphi \cdot f_w;$$

$$M_1 = 1,13 + 0,09 \left( \frac{a}{c} \right) = 1,13 + 0,09 \left( \frac{5}{13} \right) = 1,16;$$

$$M_2 = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{a}{c}} = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{5}{6,5}} = 0,38;$$

$$M_3 = 0,5 - \frac{1}{0,65 + \frac{a}{c}} = 0,5 - \frac{1}{0,65 + \frac{5}{6,5}} = -0,2;$$

Коэффициент интенсивности напряжений  $\square_{\square}$  определяем в вершине трещины  $\varphi = \frac{\pi}{2}$ :

$$g = 1 + \left[ 1 + 0,35 \left( \frac{a}{t} \right)^2 \right] 1 - \sin \varphi = 1 + \left[ 0,1 + 0,35 \left( \frac{5}{60} \right)^2 \right] \left( 1 - \sin \frac{\pi}{2} \right) = 1$$

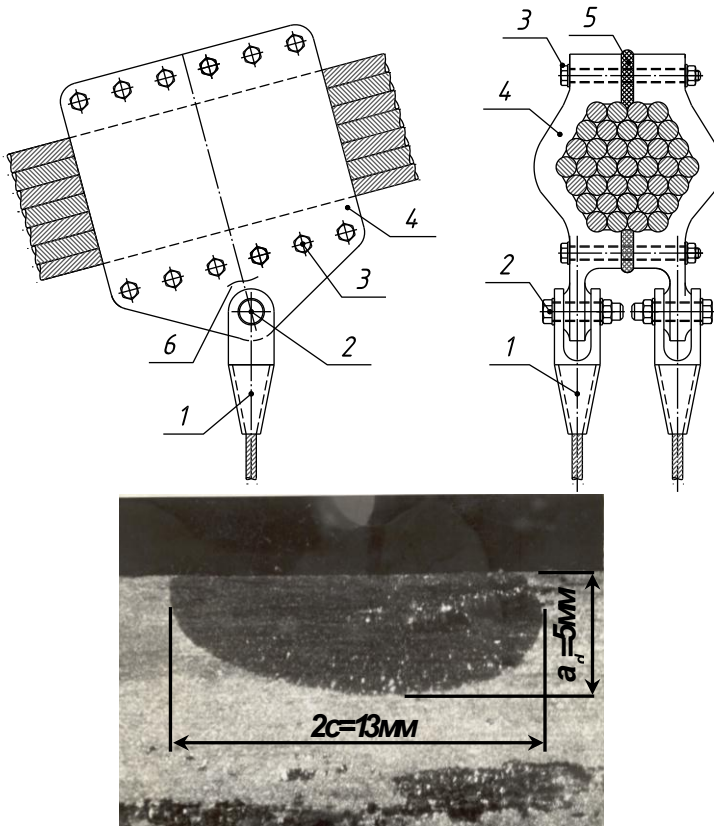


Рисунок 6. Узел крепления подвесок к кабелю:  
 1 – канатная втулка; 2 – штырь шарнир; 3 – стяжные болты; 4 – муфта;  
 5 – резиновая прокладка; 6 – полуэллиптическая поверхностная трещина  
 на  $a_d \times 2c = 5\text{мм} \times 13\text{мм}$

$$f_\varphi = \left[ \left( \frac{a_d}{c} \right)^2 \cos^2 \varphi + \sin^2 \varphi \right]^{\frac{1}{4}} = \left[ \left( \frac{5}{60} \right)^2 \cos^2 \frac{\pi}{2} + \sin^2 \frac{\pi}{2} \right]^{\frac{1}{4}} = 1;$$

$$f_w = \left[ \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi c}{B} \sqrt{\frac{a}{t}}\right)} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[ \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi \cdot 6,5}{300} \sqrt{\frac{5}{60}}\right)} \right]^{\frac{1}{2}} = 1;$$

$$F_s = \left[ 1,16 + 0,38 \left(\frac{5}{60}\right)^2 - 0,2 \left(\frac{5}{60}\right)^4 \right] \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,16;$$

$$Y = \frac{1,16}{\sqrt{1,95}} = 0,83;$$

Поправочный коэффициент на пластическую зону в вершине трещины определяем по таблице 3.

$$K_{R6} = \frac{1}{\sqrt{1+0,5L_r^2}}; \quad L_r = \frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{gy}};$$

$$f_{y,t} = f_y - 0,25 \frac{t}{t_0} = 420 - 0,25 \frac{60}{1} = 405 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{gy,t} = f_{y,t} \cdot \left[ 1 - \frac{\pi \cdot 2,5 \cdot a^2}{2t \cdot 5a + t} \right] = 405 \cdot \left[ 1 - \frac{\pi \cdot 2,5 \cdot 5^2}{2 \cdot 60 \cdot 5 \cdot 5 + 60} \right] = 397,2 \text{ МПа};$$

$$L_r = \frac{196,0}{397,2} = 0,49; \quad K_{R6} = \frac{1}{\sqrt{1+0,5 \cdot 0,49}} = 0,97;$$

Поправочный коэффициент  $\rho$  определяется по таблице 4.

$$\psi = \frac{\sigma_s \cdot L_r}{\sigma_p} = \frac{100 \cdot 0,49}{96} = 0,51;$$

$$\sigma_p = \sigma_{1,Ed} = 96 \text{ МПа};$$

$\sigma_s = 100 \text{ МПа}$  – остаточные напряжения в детали;

$$\rho_1 = 0,1 \cdot \psi^{0,714} - 0,007 \psi^2 + 0,00003 \psi^5 = 0,1 \cdot 0,51^{0,714} - 0 + 0 = 0,06;$$

$$\rho_1 = \rho = 0,06;$$

$$K_I = \frac{196 \sqrt{\pi \cdot 0,05} \cdot 0,83 \cdot 1}{0,97 - 0,06} = 70,83 \text{ МПа} \sqrt{\text{м}};$$

Критический коэффициент интенсивности напряжений определяем по формуле:

$$K_{Ic} = 20 + \left[ 70 \left\{ \exp \frac{T_{Ed} - T_{27J} + 18^\circ C + \Delta T_R}{52} \right\} + 10 \left( \frac{25}{b_{eff}} \right)^{\frac{1}{4}} \right];$$

В соответствии с таблицей 5  $b_{eff} = 5a = 5 \cdot 5 = 25 \text{ мм}$ .

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_{\varepsilon 1} + DT_{\varepsilon, cf};$$

$T_{md} = -39^\circ C$  – минимальная температура наружного воздуха для района строительства;

$\Delta T_r = -5^\circ C$  – потери температуры на излучение;

$\Delta T_\sigma$  – поправка на наличие трещины:

$$\Delta T_\sigma = -52 \ln \left[ \frac{\left( \frac{K_I}{K_{R6}} - 20 \right) \left( \frac{b_{eff}}{25} \right)^{\frac{1}{4}} - 10}{70} \right] = -52 \ln \left[ \frac{\left( \frac{70,83}{0,97 - 0,06} - 20 \right) \left( \frac{25}{25} \right)^{\frac{1}{4}}}{70} \right] = +20^\circ C;$$

$\Delta T_R = +7^\circ C$  – принимаем в запас для исключения хрупкого разрушения;

$$\Delta T_{\varepsilon 1} = 0; \Delta T_{\varepsilon, cf} = 0; T_{27J} = -20^\circ C.$$

$$T_{Ed} = -39^\circ C - 5^\circ C + 20^\circ C + 7^\circ C = -14^\circ C;$$

$$T_{Rd} = T_{27J} - 18^\circ C + \Delta T_t = -20^\circ C - 18^\circ C + 15^\circ C = -23^\circ C;$$

$$\Delta T_t = 12,9 \tanh 1,9 \cdot \ln t - 7,6 + 12,8 = 12,9 \tanh 1,9 \cdot \ln 60 - 7,6 + 12,8 = +15^\circ C;$$

$$T_{Ed} = -14^\circ C > T_{Rd} = -23^\circ C \text{ – условие выполняется.}$$

Определяем  $K_{Ic}$ :

$$K_{Ic} = 20 + \left[ 70 \left\{ \exp \frac{-14^\circ C - 20^\circ C + 18^\circ C + 7^\circ C}{52} \right\} + 10 \left( \frac{25}{25} \right)^{\frac{1}{4}} \right] =$$

$$= 89,32 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}};$$

$$K_{Ic} = 70,83 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}} < K_{Ic} = 89,32 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}}$$

Трещиностойкость стали муфты обеспечена, трещина находится в стабильном состоянии.



## ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-23-81\* Нормы проектирования. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96с.
2. Испытание материалов: справочник / Х. Блюменнаур [и др.]; под ред. Х. . Блюменнаура. – М.: Изд-во Металлургия, 1979. – 447 с.
3. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений: в 2 т.: пер. с англ./ Ю. Мураками [и др.]. – М.: Мир, 1990 – 2 т.
4. Hobbacher, Stress Intensity Factor of Wedded Joints / Hobbacher // Engineering Fracture Mechanics. – 1993. – Vol. 46, №2. – P.173–182.
5. Stress Gradient Correction Factor for Stress Intensity of welded Stiffeners and Cover Plates / N. Zettelmoyer, J.W. Fischer // Welding Research Supplement. – 1977. – №56(12) – P.393–398.
6. Assessment of integrity of structural containing defects: CEGB–Report; Harrison, R.P. – UK, CEGB, 1986. – 48 p.
7. Numerische Analyse der lokalen Beanspruchung in Bauteilen mit Rissen und Quantifizierung der Zähigkeitsanforderungen: Bericht / Institut für Eisenhüttenkunde; Chr. Beltrami. – Aachen, 1995. – 175 s.
8. Untersuchung der Einflussfaktoren auf das bruchmechanische Verhalten von Proben mit symmetrischen Fehlergeometrien: Bericht / Staatliche Materialprüfungsanstalt an der Universität Stuttgart; H. Silcher. – Stuttgart, 1991. – 140 s.
9. Minimale Oberflächentemperatur von Stahlbrücken: Bericht / Universität der Bundeswehr; I. Mangerig. – München.
10. Methodology for Selecting Charpy Toughness Criteria for Thin High Strength Steels: Report Part 1–3 / Working Group 4013/89 VVT Manufacturing Technology; K. Wallin. – Espoo, 1991 – 41 p.
11. Kühn, B. Beitrag zur Vereinheitlichung der europäischen Regelung zur Vermeidung von Sprödbruch: Dissertation am Lehrstuhl für Stahlbau / B. Kühn. – RWTH Aachen.
12. Сопротивление материалов деформированию и разрушению: справ. пособие в 2 ч. / редкол.: В.Т. Трощенко (отв. ред.) [и др.]. – Киев: Наукова думка, 1994. – Ч. 2. – 1994. – 701 с.

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.14

**СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИОННЫХ СТАЛЕЙ ПО СНиП И EN**

*ЖАБИНСКИЙ А.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В Республике Беларусь при проектировании стальных конструкций применяют строительные конструкционные стали по ГОСТ 27772, созданному в 1988 году. Этому документу был присвоен статус Межгосударственного стандарта. В соответствии с этим стандартом строительные стали обозначаются: С235, С245, С255, С285, С345, С375, где С – строительная сталь, а цифра – предел текучести в МПа наиболее тонкого листа проката. По способу раскисления стали подразделяются: С235 относится к кипящей (КП), С245 – к полуспокойной (ПС) и С255 – к спокойной (СП) сталям. Остальные стали – по способу раскисления относятся к спокойным. Раскисление стали осуществляется добавками кремния (Si) в ковш при разливке из печи. Механические характеристики сталей определяются: предел текучести и предел прочности на образцах по результатам испытаний на растяжение, ударная вязкость – испытаниями на удар образцов типа КСЧ. Чтобы исключить хрупкое разрушение при самой низкой температуре эксплуатации минимальное значение ударной вязкости для таких образцов при положительной «+20°С, 0°С» и отрицательной «–20°С, –40°С» тем-

пературе должны быть не менее  $29 \text{ Дж/см}^2$ . В соответствии со СНиП выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

Европейский Стандарт к конструкционным сталям EN 10025 подготовлен Техническим комитетом ECISS/TC 10 (Европейский комитет по стандартизации железа и чугуна) “Конструкционные стали – Марки и качество”, одобрен CEN (Европейским комитетом по стандартизации) 1 апреля 2004 г. Европейскому стандарту присвоен статус Национального стандарта без каких-либо изменений для стран ЕС. Вступающие с ним в противоречие национальные стандарты стран CEN должны были быть убраны из обращения.

В данном документе определены восемь марок стали S185, S235, S275, S355, S450, E295, E335, E360. Они различаются по своим механическим свойствам. Символ S принят для конструкционной стали, символ E – для инженерной стали. Цифра обозначает – номинальное значение предела текучести  $f_y$  в МПа. Для проверки соответствия конструкции EN 1993 1-1 и достаточности пластичности к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u / f_y \geq 1,10$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_0}$ , где  $A_0$  – площадь поперечного сечения);  $\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$  ( $\varepsilon_u$  – деформация предела прочности, а  $\varepsilon_y$  – деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u / f_y \geq 1,15$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_0}$ );  $\varepsilon_u \geq 20 \varepsilon_y$ .

Модуль упругости при расчете принят равным  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ , что на 2% отличается от наших норм.

По качеству стали различаются в зависимости от заданных требований к работе удара (ударной вязкости). Марки стали S235 и S275 могут поставляться с качеством JR, J0 и J2. Марка S355 может поставляться с качеством JR, J0, J2 и K2. Марка S450 поставляется с качеством J0. Для всех сталей гарантируется значение ударной вязкости на образцах типа KCV, значение которого должно быть не менее  $27 \text{ Дж/см}^2$ , для JR – при  $t = +20^\circ \text{ C}$ ; J0 – при  $t = 0^\circ \text{ C}$ ; J2 – при  $t = -20^\circ \text{ C}$  и K2 – при  $t = -40^\circ \text{ C}$ .

Способы раскисления стали обозначаются следующим образом: FN – неуспокоенная (кипящая) сталь, которая не допускается; FF – полностью раскисленная сталь, содержащая азотосвязывающие элементы в количестве, достаточном для связывания присутствующего азота (например, 0,020 % общего алюминия минимум). Обычно в качестве руководства принимается минимальное соотношение алюминия к азоту 2:1, если не присутствуют другие азотосвязывающие элементы. Раскисление стали осуществляется добавками Al, Si, Mn, Ti.

Стали могут поставляться в катаном состоянии (+AR), это состояние поставки без проведения какой-либо специальной прокатки и/или термообработки. Нормализующая прокатка (+N), это такой процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого состояние материала эквивалентно состоянию, достигаемому после нормализации, с тем, чтобы заданные значения механических свойств сохранялись даже после нормализации. Термомеханическая прокатка (M), процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого материал приобретает такие свойства, которые не могут быть достигнуты или повторены только с помощью термообработки. Можно относить процессы, в которых используется охлаждение с повышенной скоростью, в том числе самоотпуск, но исключая прямую закалку и закалку и отпуск. Температурный режим очень важен, поскольку последующий нагрев свыше 580°C может снизить значение прочности. (В некоторых публикациях также используется аббревиатура TMCP (термомеханический контролируемый процесс).

Ниже приведен пример маркировки стали по стандарту EN:

Сталь EN 10025–2 – S355J0C+N (или +AR)

Обозначение включает:

- номер данного документа (EN 10025–2);
- название стали, символ S (для конструкционной стали);
- минимальное значение заданного предела текучести в МПа (1 МПа = 1 Н/мм<sup>2</sup>) для толщин ≤ 16 мм;
- обозначение качества стали относительно заданных значений работы удара (JR, J0, J2 и K2);



**Таблица 1. Химический состав стали и значение ударной вязкости**

Обозначение	Способ раскисления	С в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si % max	Mn % max	P % max d	S % max d, e	Ni Xr % % max max f	Cu % max g	Работа удара (ударная вязкость)	
		≤ 16	> 16 ≤ 40	≥ 40								
По EN 10025-2 (FN – неустойчивая (кипящая) сталь не допускается); (FF—полностью раскисленная сталь)											KCV дж/см <sup>2</sup>	t °C
S235JR	FN	0,17	0,17	0,20	–	1,4	0,035	0,035	0,12 –	0,55	27	+20
S235J0	FN	0,17	0,17	0,17	–	1,4	0,030	0,030	0,12 –	0,55	27	0
S235J2	FF	0,17	0,17	0,17	–	1,4	0,025	0,025	--	0,55	27	-20
S355JR	FN	0,24	0,24	0,24	0,55	1,6	0,035	0,035	0,12 –	0,55	27	+20
S355J0	FN	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,030	0,030	0,12 –	0,55	27	0
S355J2	FF FF	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	--	0,55	27	-20
S355K2		0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	--	0,55	40	-40
По ГОСТ 27772 (кп – кипящая сталь, допускается для 3 и 4 групп конструкций); (пмс – после механического старения)											KCU дж/см <sup>2</sup>	t0 C
C235	кп	0,22	0,22	0,22	< 0,05	< 0,6	0,04	0,05	≤0,3 ≤0,3	0,3	–	–
C245	пс	0,22	0,22	0,22	0,05–0,15	< 0,65	0,04	0,05	≤0,3 ≤0,3	0,3	29–пмс	-20
C255	сп	0,22	0,22	0,22	0,15–0,3	< 0,65	0,04	0,05	≤0,3 ≤0,3	0,3	29	-20
C345	(сп)	≤0,15	≤0,15	≤0,15	≤ 0,8	1,3–1,7	≤0,035	≤0,04	≤0,3 ≤ 0,3	≤0,3	29–пмс 34–пмс	+20..-20 -40

- символ С пригодность к отбортовке в холодном состоянии;
- указание «+N или +AR», если продукция заказывается и поставляется в состоянии нормализующей прокатки или в катаном состоянии.

Для данного примера указанная марка стали будет читаться: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести 355 МПа при температуре окружающей среды равной 0°C, минимальная величина работы удара 27 Дж при  $t = 0^\circ\text{C}$  (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

В таблице 1 приведена выборка химического состава и значение ударной вязкости стали из стандарта EN 10025–2 и ГОСТ 27772.

Анализ химического состава стали показывает, что по ГОСТ содержание С должно быть не более 0,22%, вредных примесей –  $S \leq 0,05\%$ ,  $P \leq 0,04\%$ , повышенное содержание Ni и Cr. Повышенное содержание S способствует явлению красноломкости в стали, P повышает хрупкость при понижении температуры, ухудшается свариваемость стали. Несвязанный азот способствует старению стали. Улучшение свойств сталей достигается термической обработкой – нормализацией.

По EN для стали S235 содержание С должно быть не более 0,17%, сталь более чистая по содержанию примесей –  $S \leq (0,035–0,025\%)$ ,  $P \leq (0,035–0,025\%)$  и N, качество стали выше и достигается повышением чистоты сталей по химическому составу, по содержанию ликвадий и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки.

### **Заключение**

1. В СНиП (ГОСТ) и EN принята идентичная маркировка сталей – по пределу текучести (C235..., S235..., и т.д.).

2. По ГОСТ в зависимости от способа раскисления сталь C235 – кипящая (кп), C245 – полуспокойная (пс) и C255 – спокойная (сп). В ГОСТ принят более дифференцированный подход к прочностным характеристикам стали в зависимости от толщины, в СНиП в зависимости от условий эксплуатации все конструкции разделены на 4–е группы, в соответствии с которыми и назначается марка стали.

В EN по способу раскисления все стали делятся на неуспокоенные FN (кипящие) стали, которые не допускаются, и полностью раскисленные FF стали. Раскисление по EN обеспечивается более высоким содержанием Si, Mn, остаточного AL (0,2%), за счет этого – получается более мелкозернистая структура менее склонная к росту зерна, уменьшается содержание кислорода, повышается сопротивляемость хрупкому разрушению.

3. По химическому составу

По ГОСТ содержание C не более 0,22%, вредных примесей не должно превышать S – 0,05%, P – 0,04%, повышенное содержание Ni и Cr.

По EN – для стали S235 содержание C не более 0,17%, сталь более чистая по содержанию вредных примесей  $S \leq (0,035-0025\%)$ ,  $P \leq (0,035-0025\%)$ , N.

4. Испытание на ударную вязкость (удар), по ГОСТ используются образцы типа KCU, по EN приняты образцы типа KCV. Образцы KCV ближе соответствуют действительным концентраторам напряжений (трещины, подрезы).

5. Качество стали по EN выше и достигается повышением чистоты сталей по химическому составу, по содержанию ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки, в результате чего размельчается зерно, снимаются внутренние напряжения, повышается пластичность и прочность.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II 23–81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.
2. ГОСТ 27772–88. Прокат для строительных конструкций. Общие технические условия.
3. EN 1993–1–1 Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий.
4. EN 10025–2. Часть 2. Технические условия поставки для нелегированных конструкционных сталей.



УДК 624.012

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО  
НАПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО  
НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ В ПОСТРОЕЧНЫХ  
УСЛОВИЯХ ПО ЕВРОКОД 2

*ИЛЬЕНКОВ О.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Расчет потерь предварительного напряжения при натяжении  
напрягаемой арматуры на бетон

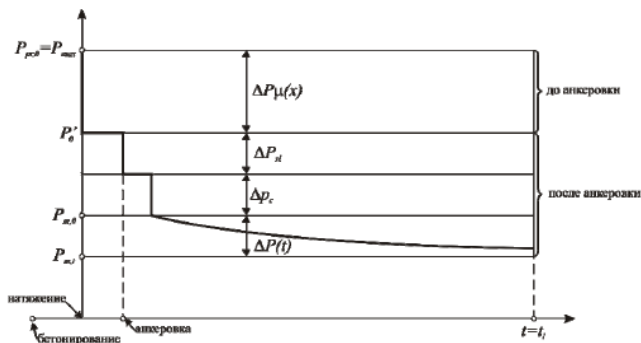


Рисунок 1. Потери предварительного напряжения при натяжении арматуры на бетон

При расчете конструкций из тяжелого бетона с напрягаемой арматурой с натяжением на бетон следует учитывать следующие потери:

1. Технологические потери (первые потери в момент времени  $t = t_0$ ):

а) потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона,  $\Delta P_{\mu(x)}$ ;

б) потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах,  $\Delta P_{sl}$ ;

в) потери, вызванные упругой деформацией бетона,  $\Delta P_c$  (только для случая последовательного отпуска стержней);

2. Эксплуатационные (вторые потери в момент времени  $t > t_0$ ):

а) потери напряжений от усадки, ползучести бетона и релаксации напряжений в арматуре,  $\Delta P_{t(t)}$ .

### Расчет потерь предварительного напряжения при натяжении напрягаемой арматуры на упоры

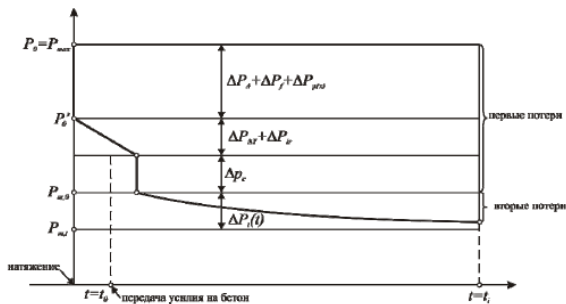


Рисунок 2. Потери предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры

При расчете предварительно напряженных конструкций (с натяжением напрягаемой арматуры на упоры) следует учитывать следующие потери:

3. Технологические потери (первые потери в момент времени  $t = t_0$ ):

а) потери от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств,  $\Delta P_A$ ;

б) потери, вызванные деформациями стальной формы при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры,  $\Delta P_f$ ;

в) потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления,  $\Delta P_{\mu(x),0}$ ;

г) потери от релаксации напряжений,  $\Delta P_{ir}$ ;

д) потери от температурного перепада,  $\Delta P_{\Delta T}$ ;

е) потери, вызванные упругой деформацией бетона  $\Delta P_c$ ;

4. Эксплуатационные (вторые потери в момент времени  $t > t_0$ ):

а) потери от усадки, ползучести бетона и релаксации напряжений в арматуре,  $\Delta P_{(t)}$ ;

б) потери от смятия бетона под витками спиральной арматуры,  $\Delta P_{sp}$ ;

в) потери от деформаций обжатия стыков между отдельными блоками конструкций,  $\Delta P_{ob}$ .

Потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах, происходящие на длине зоны проскальзывания  $x_0$ , при натяжении арматуры на бетон следует определять по формуле:

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \frac{x_0^{-x}}{x_0^2} E_s A_p,$$

где  $a_p$  – величина проскальзывания, определяемая опытным путем для соответствующего типа анкерного устройства;

$x$  – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения.

Длину участка  $x_0$  следует определять по формулам:

Для криволинейных стержней

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_p \mu E_s A_p}{r P_{o,sl}}}},$$

где  $\mu$  – коэффициент трения напрягаемой арматуры о стенки канала,

$k$  – угол отклонения оси трассы напрягаемого стержня на единице длины,

$P_{o,sl}$  – усилие предварительного напряжения с учетом потерь к моменту анкеровки.

Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции, при натяжении на бетон следует определять по формуле

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0(1 - \exp(-\mu(\theta + kx))),$$

где  $\mu$  – коэффициент трения,

$x$  – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения,

$\theta$  – суммарный угол поворота трассы напрягаемой арматуры,

$P_0$  – усилие обжатия без учета потерь, передаваемой натяжным устройством.

Потери, вызванные упругой деформацией бетона, следует определять для преднапряженных элементов с натяжением напрягаемой арматуры на упоры. В элементах с натяжением арматуры на бетон этот вид потерь следует учитывать только в случае последовательного отпуска напрягаемых стержней. Значение потерь следует определять по формуле

$$\Delta P_C = \frac{n-1}{2n} \alpha \rho_p (1 + z_{cp}^2 \frac{A_C}{I_C}) P_{0,c},$$

где  $\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$n$  – количество напрягаемых стержней ,

$P_{0,c}$  – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

Рассмотрим данные положения на примере монолитной безбалочной плиты перекрытия размером  $7 \times 7$  м толщиной 200 мм. Примем армирование напрягаемой арматурой: 8 канатов K7Ø15 класса S1400 ( $A_p = 1132.8$  мм<sup>2</sup>). Так как мы будем рассматривать плиту перекрытия толщиной 200 мм, то наиболее рациональной схемой преднапряжения будет без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном из-за габаритов данной схемы и низких потерь напряжения на трение, что важно для таких пролетов.

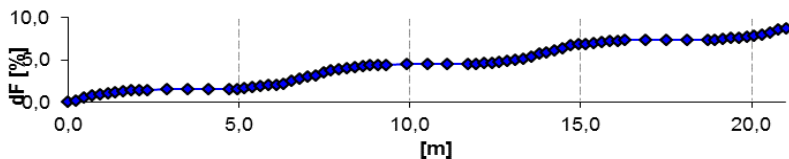
Расчет первых потерь выполнен с учетом требований EN по программе ESOP (SpreadSheet Calculator 2013).

**Потери от трения канатов о стенки каналобразователей  
или пластиковой оболочки**

$\Sigma\theta=$  1.418 [рад]      сумма углов на всю длину троса  
 $L_0=$  21.02 [m]      длина канала троса

<b>X</b>	<b><math>\Theta_{\Sigma}</math></b>	<b><math>P_x</math></b>	<b><math>\Delta P_x</math></b>	<b><math>\Delta P_x</math></b>
[m]	[рад]	[кН]	[кН]	[%]
0.0	0.000	1189.4	0.0	0.0
0.9	0.156	1178.0	11.4	1.0
1.8	0.223	1173.0	16.5	1.4
3.5	0.236	1171.5	18.0	1.5
5.2	0.249	1170.0	19.5	1.6
6.1	0.316	1165.0	24.5	2.1
7.0	0.473	1153.8	35.7	3.0
7.9	0.629	1142.7	46.8	3.9
8.8	0.696	1137.8	51.7	4.3
10.5	0.709	1136.3	53.1	4.5
12.2	0.722	1134.9	54.6	4.6
13.1	0.789	1130.0	59.4	5.0
14.0	0.945	1119.1	70.3	5.9
14.9	1.102	1108.4	81.1	6.8
15.8	1.169	1103.6	85.8	7.2
17.5	1.181	1102.2	87.2	7.3
19.2	1.194	1100.8	88.6	7.4
20.1	1.261	1096.1	93.3	7.8
21.0	1.418	1085.6	103.9	8.7

**процентальная величина потерь**

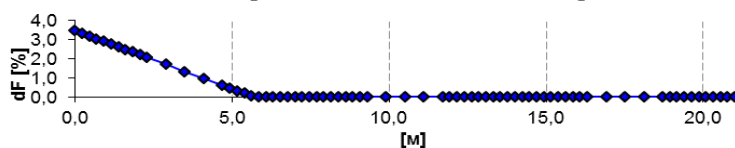


**Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания канатов в анкере**

$x_0 = 5.7$  [м] изменение силы от скольжения

<b>x</b>	<b>P<sub>0x</sub></b>	<b>P<sub>x</sub></b>	<b>ΔP<sub>x</sub></b>	<b>ΔP<sub>x</sub></b>
[м]	[кН]	[кН]	[кН]	[%]
0.0	1085.5	1047.8	37.7	3.5
0.9	1075.1	1043.5	31.6	2.9
1.8	1070.5	1044.9	25.5	2.4
3.5	1069.1	1054.5	14.6	1.3
5.2	1067.8	1064.2	3.6	0.3
6.1	1063.2	1063.2	0.0	0.0
7.0	1053.0	1053.0	0.0	0.0
7.9	1042.9	1042.9	0.0	0.0
8.8	1038.4	1038.4	0.0	0.0
10.5	1037.1	1037.1	0.0	0.0
12.2	1035.7	1035.7	0.0	0.0
20.1	1000.4	1000.4	0.0	0.0
21.0	990.8	990.8	0.0	0.0

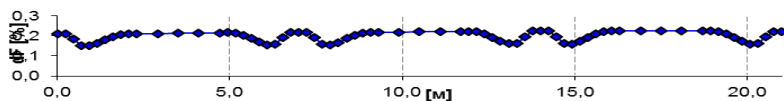
**процентальная величина потерь**



## *Потери предварительного напряжения за счет упругого обжатия бетона*

x	$\Delta\sigma_c$	$P_{0x}$	$P_x$	$\Delta P_x$	$\Delta P_x$
[м]	[МПа]	[кН]	[кН]	[кН]	[%]
0.0	6.0	911.7	909.5	2.2	0.2
0.9	4.3	909.6	908.0	1.6	0.2
1.8	5.9	913.0	910.9	2.2	0.2
3.5	6.1	926.0	923.8	2.2	0.2
5.2	6.1	939.0	936.8	2.2	0.2
6.1	4.4	942.5	940.9	1.6	0.2
7.0	6.2	940.5	938.3	2.3	0.2
7.9	4.4	938.7	937.1	1.6	0.2
8.8	6.1	942.3	940.1	2.2	0.2
10.5	6.3	955.3	953.0	2.3	0.2
12.2	6.3	968.3	966.0	2.3	0.2
13.1	4.6	972.0	970.3	1.7	0.2
14.0	6.4	970.3	968.0	2.3	0.2
19.2	6.3	969.8	967.5	2.3	0.2
20.1	4.6	965.6	964.0	1.7	0.2
21.0	6.3	956.3	954.0	2.3	0.2

**процентальная величина потери трения**



## ЛИТЕРАТУРА

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. Мн.: Стройтехнорм, – 206 с.
2. СТБ ЕН 1990–2007. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций. Мн.: Стройтехнорм, – 63 с.
3. СТБ ЕН 1991–1–1–2007. Еврокод. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1–1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания. Мн.: Стройтехнорм, – 33 с.
4. ТКП ЕН 1991–1–3–2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки Мн.: Стройтехнорм, – 48 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45

**МЕТОДИКА ДЛЯ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕ-  
ТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ В ЗОНЕ СРЕЗА**

*ЛАЗОВСКИЙ Е.Д.*

Полоцкий государственный университет  
Новополоцк, Беларусь

*ПЕЦОЛЬД Т.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

В связи с интенсивно развивающейся экономикой Республики Беларусь и практически поголовной модернизацией существующих предприятий, вопросы реконструкции существующих строительных объектов являются актуальными. В строительной практике при реконструкции нередко возникают вопросы, связанные с необходимостью усиления изгибаемых железобетонных элементов, в случаях, когда замена поврежденной конструкции или отдельных ее частей невозможна или экономически нецелесообразна. Нередко при реконструкции возникает необходимость в усилении изгибаемых железобетонных элементов в зоне среза. Проблема усиления названных элементов в зоне среза является одной из наиболее сложных для инженерного решения. Сложность решения данной проблемы



связана с тем, что перед усилением с частичным либо полным разгрузением конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений уже находятся в некотором напряженно–деформированном состоянии, отличном от первоначального, и существующие методики расчета не позволяют в необходимой степени учесть это.

### **Существующие методики расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза**

Проведенный анализ отечественных и зарубежных источников показал, что не смотря на то, что для расчета зоны среза изгибаемых железобетонных элементов накоплено значительное число методов и моделей расчета, вопрос анализа усиленных в зоне среза элементов остается во многом открытым.

Существующие методы расчета усиления железобетонных конструкций в зоне среза, предлагаемые [1–3,5] основываются на подходах, в которых напряженно–деформированное состояние усиленной в зоне среза конструкции рассматривается в предельном состоянии. Учет влияния действующей в момент усиления на усиливаемый элемент нагрузки выполняется только лишь введением понижающих коэффициентов к расчетным прочностным характеристикам основного и дополнительного бетона и арматуры, а также использованием в расчете фактических геометрических размеров сечения элемента с учетом ослабления.

Для элементов, усиленных в зоне среза путем наклейки композитных материалов (углеволоконных, стекловолоконных) также предложен метод предельных усилий, в котором добавляется дополнительное слагаемое, учитывающее вклад элементов усиления в общую прочность зоны среза.

Очевидно, что при расчете напряженно–деформированного состояния усиленных в зоне среза железобетонных элементов по данным методикам начальное напряженно–деформированное состояние усиливаемого элемента либо не учитывается, либо учитывается косвенно, введением коэффициентов. При этом не учитывается различия деформационных характеристик материалов усиливаемого и усиливающих элементов. Исходя из этого, можно сделать вывод об отсутствии достоверной методики расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов, отражающей работу уси-

ливаемого элемента на всех стадиях с момента усиления вплоть до разрушения.

### **Предлагаемая методика расчета напряженно–деформированного состояния усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов.**

Сложность решения вопроса, связанного с расчетом усиленных в зоне среза элементов, заключается в разности напряженно–деформированного состояния усиливаемого и усиливающих элементов. На практике, усиленная в приопорной зоне изгибаемая конструкция перед загрузением превращается в составную многокомпонентную. Она состоит из основной части, находящейся в определенном напряженно–деформированном состоянии от нагрузки при усилении и собственного веса, и дополнительной части – в первоначальном состоянии [4].

Предлагаемый алгоритм определения напряженно–деформированного состояния усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов предусматривает два этапа. На первом этапе, в соответствии с «модифицированной теорией полей сжатия» [6–8] определяется напряженно–деформированное состояние сечения элемента от нагрузки, при которой происходит усиление. На втором этапе для усиленного сечения, начиная с нагрузки при усилении, производится расчет методом последовательных нагружений с реализацией итерационного процесса вычисления деформаций и напряжений в элементарных участках основного и усиливающего элементов вплоть до разрушения [4].

Поскольку в деформационных расчетах принимается постоянный сдвиговой модуль, при анализе усиленных элементов суммируются касательные напряжения в усиливаемом железобетонном элементе до усиления и после усиления (Рисунок 1).

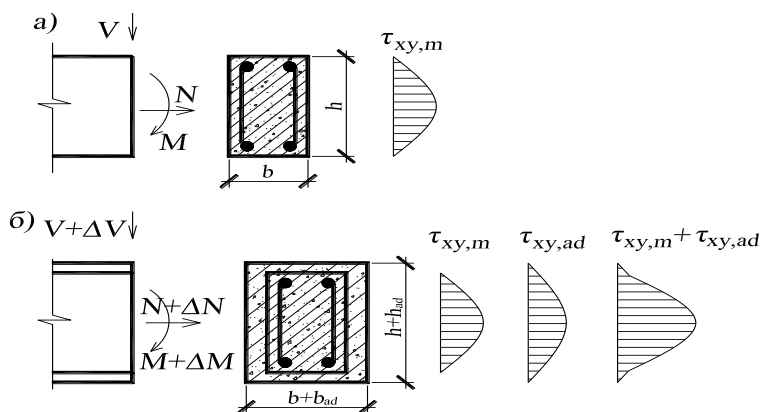


Рисунок 1. Распределение касательных напряжений, принимаемое для расчета усиленных элементов в соответствии с «МТСП»  
 а) для неусиленного сечения, б) для усиленного)

Основная и дополнительная части элемента разбиваются на элементарные участки–слои. Гипотеза плоских сечений для всего сечения усиленного под нагрузкой в зоне среза железобетонного элемента не выполняется, поскольку в момент усиления в сечения усиливаемого элемента уже имеются начальные деформации. Поэтому принимаем гипотезу плоских сечений отдельно для дополнительной части и для приращений относительных деформаций основной части сечения конструкции. Относительные деформации элементарного слоя усиливаемой части сечения находятся как сумма относительных деформаций до и после усиления. Уравнения напряженно-деформированного состояния для изгибаемого железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения с установкой дополнительной продольной и поперечной арматуры в зоне среза выглядят следующим образом:

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} + \sum_{i=m+1}^k \sigma_{cx,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} + \sum_{j=n+1}^l \sigma_{sx,ad(j)} A_{s,ad(j)} = N_{Sd} + \Delta N;$$

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b_{(i)} h_{(i)} (y_{c(i)} - y_{c0,ad}) + \sum_{i=1+m}^k \sigma_{cx,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} (y_{c,ad(i)} - y_{c0,ad}) +$$

$$+ \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} (y_{s(j)} - y_{c0,ad}) + \sum_{j=n+1}^l \sigma_{sx,ad(j)} A_{s,ad(j)} (y_{s,ad(j)} - y_{c0,ad}) = M_{Sd} + \Delta M; \quad (1)$$

$$\sum_{i=1}^m \tau_{xy,m(i)} b_{(i)} h_{(i)} + \sum_{i=m+1}^k \tau_{xy,ad(i)} b_{ad(i)} h_{ad(i)} = V_{Sd} + \Delta V;$$

$$\varepsilon_{cx(i)} = \varepsilon_{cxm(i)} + \varepsilon_{cx,ad(i)}; \quad \varepsilon_{sx(j)} = \varepsilon_{sxm(j)} + \varepsilon_{sx,ad(j)};$$

$$\varepsilon_{cx(i)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{c(i)} - y_{c0,ad}); \quad \varepsilon_{cx,ad(i)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{cx,ad(i)} - y_{c0,ad});$$

$$\varepsilon_{sx(j)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{s(j)} - y_{c0,ad}); \quad \varepsilon_{sx,ad(j)} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{sx,ad(j)} - y_{c0,ad});$$

$$\sigma_{c1(i)} = f(\varepsilon_{c1(i)}); \quad \sigma_{sx(j)} = f(\varepsilon_{sx(j)}); \quad \sigma_{c1,ad(i)} = f(\varepsilon_{c1,ad(i)}); \quad \sigma_{sx,ad(j)} = f(\varepsilon_{sx,ad(j)});$$

$$\varepsilon_{cx(i)} = \varepsilon_{c2(i)} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{c1(i)} \cdot \sin^2 \theta; \quad \varepsilon_{cx,ad(i)} = \varepsilon_{c2,ad(i)} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{c1,ad(i)} \cdot \sin^2 \theta;$$

$$\varepsilon_{cy(i)} = \varepsilon_{c2(i)} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{c1(i)} \cdot \cos^2 \theta; \quad \varepsilon_{cy,ad(i)} = \varepsilon_{c2,ad(i)} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{c1,ad(i)} \cdot \cos^2 \theta;$$

$$\tau_{xy(i)} = (-\sigma_{c2(i)} + \sigma_{c1(i)}) \cdot \sin \theta \cos \theta; \quad \tau_{xy,ad(i)} = (-\sigma_{c2,ad(i)} + \sigma_{c1,ad(i)}) \cdot \sin \theta \cos \theta;$$

где  $\sigma_{cx,ad(i)}$  – проекция средних напряжений в дополнительном бетоне в  $i$ -ой элементарной площадке на продольную ось;  $\sigma_{sx,ad}$  – напряжения в дополнительной продольной арматуре в  $j$ -м арматурном стержне;  $b_{ad(i)}$  – ширина  $i$ -го элементарного участка дополнительного бетона;  $h_{ad(i)}$  – высота  $i$ -го элементарного участка дополнительного бетона;  $y_{c,ad(i)}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести элементарной площадки дополнительного бетона;  $A_{s,ad(j)}$  – площадь поперечного сечения  $j$ -го дополнительного арматурного стержня;  $y_{sx,ad(j)}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести  $j$ -го дополнительного арматурного стержня  $y_{c0,ad}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения после усиления;  $\tau_{xy,m(i)}$  – касательные напряжения в  $i$ -м элементарном участке усиливаемого элемента в момент усиления;  $\tau_{xy,ad(i)}$  – касательные напряжения в бетоне  $i$ -го элементарного участка от нагрузки после усиления;  $1/r_{ad}$  – кривизна усиленного сечения элемента;  $\varepsilon_{cxm(i)}$  – проекция относительных деформаций  $i$ -й элементарной площадки бетона основного сечения в момент усиления на продольную ось  $x$ ;  $\varepsilon_{cx,ad(i)}$  – проекция

относительных деформаций  $i$ -й элементарной площадки бетона на продольную ось  $x$  от нагрузки после усиления;  $\varepsilon_{sxm(j)}$ —относительные деформации в  $j$ -м арматурном стержне в момент усиления;  $\varepsilon_{sx,ad(j)}$  — относительные деформации в  $j$ -м арматурном стержне от нагрузки после усиления;  $\sigma_{c2,ad(i)}$ —главные сжимающие напряжения в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\sigma_{c1,ad(i)}$ —главные растягивающие напряжения в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\varepsilon_{c2,ad(i)}$ —относительные деформации по направлению главных сжимающих напряжений в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\varepsilon_{c1,ad(i)}$  — относительные деформации по направлению главных растягивающих напряжений в  $i$ -м элементарном участке дополнительного бетона;  $\theta$  — угол наклона главных напряжений по отношению к продольной оси элемента  $\Delta$ .

### **Выводы**

Предложенная авторами методика расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов позволяет учесть напряженно-деформированное состояние элемента в момент усиления, и более точно, по сравнению с существующими, отражает действительную работу усиленной под нагрузкой конструкции. Данная расчетная методика позволяет решать практически любые задачи в области усиления зоны среза конструкций, недоступные ныне применяемым методам.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Голышев А.Б. и др. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.А. Голышев, П.И. Кривошеев, П.М. Козлецкий и др. — К.:Логос, 2004. — 219с.
2. Лазовский Д.Н.//Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. / Монография. — Новополоцк.: ПГУ, 1998. — 240с.
3. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1965. — 342с.
4. Пецольд Т.М., Лазовский Е.Д., Глухов Д.О. / Методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза // Т.М. Пецольд, Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов / Вестн. Полоц.

госуд. ун-та. Вып. №16. Сер. Ф. Прикладные науки. Строительство. – Новополоцк: ПГУ, 2012, С.54–59.

5. Пособие П1–98 к СНиП 2.03.01–84\*. Усиление железобетонных конструкций / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 1998. – 189 с.

6. Тур В.В., Кондратчик А.А. // Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. / Монография. – Брест.: БрГТУ, 2000. – 397 с.

7. Vecchio, F.J., Collins, M.P. // The Response of Reinforced Concrete to In-Place Shear and Normal Stresses / Pub 82.03, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, March 1982, 332 pp.

8. Collins M.P., Mitchell D., Adebar P., Vecchio F.J. // General Shear Design Method / ACI Struct. Journ., v.93, N 1, January–February, 1996, pp. 36–45.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45

**ЗАЩИТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ  
СООРУЖЕНИЙ ОТ УВЛАЖНЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ, КАК  
КОМПЛЕКСНАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАДАЧА ПРИ ПРОЕКТИ-  
РОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

*ЛОВЫГИН А.Н., БОСОВЕЦ Ф.П.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Подземные сооружения различного назначения нередко подвергаются увлажнению и подтоплению. Причиной этого являются атмосферные осадки, грунтовые воды, поверхностные стоки, техногенные источники – утечки из резервуаров, отстойников, водопровода и канализации. В зависимости от источников влаги может происходить капельно-жидкое или конденсационное увлажнение. Последнее происходит при перемещении водяных паров из зоны высоких парциальных давлений в зону пониженных и перенасыщения воздуха влагой при падении температуры.

На сегодняшний день практически все сооружения подземной инфраструктуры в городах по истечению определенного срока эксплуатации, который, как правило, существенно меньше проектного имеют отказ гидроизоляционной системы. В подавляющем большинстве случаев это приводит к неизбежному преждевременному ремонту всего сооружения.

По данным многолетних исследований, ~ 80% подземных и заглубленных сооружений имеют отказы по гидроизоляции, которые происходят на ранней стадии эксплуатации и способствуют ускоренному износу железобетонных конструкций. Наиболее показательными в этом отношении были дефекты в конструкциях, выявленные при обследовании таких подземных сооружений в г. Минске, как: подземные переходы в больницах скорой помощи по ул. Кижеватова, детской инфекционной по ул. Якубовского, сооружениях «ГО», коллекторных тоннелях, теплотрассах и многих других.

Гидроизоляционная система – это совокупность элементов, направленных на защиту сооружения от воздействия воды и влаги. К элементам гидроизоляционной системы относят мероприятия, обеспечивающие эту защиту – гидроизоляционные мембраны, теплоизоляцию, вентиляцию, дренаж, водоудаление и др.

За последние годы проблеме гидроизоляционных работ при строительстве и ремонте подземных и заглубленных сооружений не уделяется должного внимания, в том числе и по учебным программам строительных вузов. В достаточной мере отсутствует необходимая нормативная база, а также требуемая для проектирования и эксплуатации гидроизоляционных систем техническая литература.

Наиболее часто для защиты конструкций сооружений от воды и влаги используются гидроизоляционные мембраны. Выбор типа гидроизоляционной мембраны зависит от величины уровня грунтовых вод, допустимой влажности помещений внутри сооружения, трещиностойкости конструкций. Эти величины определяются нормативными параметрами и гидрогеологической ситуацией на площадке.

В системах гидроизоляции, эксплуатирующихся в условиях позитивного и негативного давления воды могут сооружаться мембраны, созданные с использованием:

- металлических листов;
- рулонных и листовых органических материалов;
- составов органического происхождения, которые наносятся в жидком состоянии (безрулонных);
- безрулонных материалов на основе минеральных вяжущих;



- рулонных и безрулонных материалов на основе бентонитовых глин.

При выборе материалов для производства гидроизоляционных работ следует ориентироваться на условия их применения, наличие активного или негативного давления воды или паров, требования по влажности воздуха на период эксплуатации сооружения, качество субстрата, качество и стоимость профессиональных материалов для производства гидроизоляционных работ, технологию нанесения, возможность контроля качества основания, наличие квалифицированных кадров, безопасность производства работ.

При строительстве и ремонте подземных сооружений нужно иметь в виду, что при активном давлении воды предпочтение может быть отдано как рулонным, так и безрулонным органическим и минеральным покрытиям. В условиях ремонта или выполнения работ изнутри сооружения, работающего при воздействии негативного давления воды, предпочтение всегда отдается минеральным водонепроницаемым, но паропроницаемым покрытиям.

При использовании мембран, работающих в условиях негативного давления воды, необходимо учитывать состояние субстрата, т.е. структуру бетона, его прочностные характеристики, наличие дефектов, объём и скорость коррозии арматурного каркаса, которая будет происходить под воздействием окружающей среды.

Типы гидроизоляционных мембран при проектировании и реконструкции подземных сооружений могут назначаться из таблицы 1 в зависимости от условий работы и характеристики применяемых материалов [1].

При конденсационном увлажнении поверхностей конструкций подземных сооружений различают три ее разновидности: систематическую, дифференциальную и круговую.

Гидроизоляционная система большинства сооружений страдает главным образом от систематической и дифференциальной конденсации, обусловленных значительными длительными перепадами температуры поверхностей, ростом или падением температуры вследствие температурного гистерезиса конструкций.

Систематическая конденсация может иметь место в случае повышенной влажности помещения. При отсутствии теплоизоляции в зимнее время мембрана может быть разрушена. Теплоизоляционная

защита обеспечивает долговечность работы гидроизоляционной мембраны, предохраняющей сооружение от проникновения в него влаги и воды.

**Таблица 1. Основные характеристики и условия использования материалов, применяемых для создания гидроизоляционных мембран**

<i>Характеристики, условие применения материалов</i>	<i>Мембраны из металлических листов</i>	<i>Мембраны из рулонных и листовых материалов</i>	<i>Мембраны из материалов жидкого нанесения</i>	<i>Мембраны на минеральных вяжущих</i>	<i>Мембраны на основе бентонитовых глин</i>
Удлинение при разрыве	Минимальное	Хорошее	Прекрасное	Отсутствует	Хорошее
Химическая стойкость в грунте и атмосфере	Хорошая при качественной защите	Хорошая	От средней до хорошей	Хорошая	Средняя
Трудоёмкость укладки	Высокая	Средняя	Простая	Простая	Простая
Толщина слоя	6 мм и более	0,5- 10 мм	1,5 - 2 мм	1-5мм иногда больше	6 - 12 мм
Возможность работы при активном и негативном давлении воды	В любом режиме	Только в активном режиме	Только в активном режиме	В любом режиме	Только в активном режиме
Участки, требующие обследования и дополнительных усилий и затрат при нанесении материалов	Швы, накладки, качество защитных покрытий, анкера, сопряжения	Нахлест полотниц и швы; профилирование у отверстий и сопряжений, переходных наземных элементов	Толщина материала, особенно у перегибов; профилирование и грунтовка у отверстий и сопряжений	Галтели, швы и сопряжения; профилирование швов и трещин	Нахлест, профилирование у отверстий и изменении плоскости
Ремонт	От средней трудности до неремонтпригодности	От средней трудности до трудного	От средней трудности до трудного	Простой при укладке по внутреннему контуру	От средней трудности до трудного
Необходимость защиты при засыпке пазух	нет	Да	да	нет	да
Стоимость работ	Самая высокая	Высокая	Средняя	Низкая	Низкая и средняя
Необходимость в квалифицированной рабочей силе	Высокая	Средняя	Средняя	Средняя	Средняя

Основным принципом в решении этого вопроса является снижение теплотеря наружных ограждающих конструкций за счет увеличения их сопротивления теплопередаче.

В общем случае опасность появления конденсата на внутренней поверхности конструкций тем больше, чем выше влажность внутреннего воздуха.

Водяные пары, содержащиеся в воздухе помещения, конденсируются на внутренней поверхности ограждения, когда температура поверхности окажется ниже точки росы внутреннего воздуха ( $\tau_p$ ). Следовательно, при расчете ограждения необходимо обеспечить его внутренней поверхности такую температуру ( $\tau_{вн}$ ), которая была бы не ниже точки росы для данной влажности воздуха. Согласно теории теплопередачи, величина ( $\tau_{вн}$ ) связана с термическим сопротивлением ( $R_o$ ) ограждающей конструкции и сопротивлением тепловосприятия ( $R_b$ ) зависимостью [2]:

$$\tau_{вн} = t_в - ((t_в - t_n)/R_o) \cdot R_b \quad (1)$$

где  $t_в$  и  $t_n$  – температуры внутреннего и наружного воздуха °C;

$R_b = 1/\alpha_b$  – сопротивление теплопередаче на внутренней поверхности, ( $m^2 \cdot ^\circ C$ )/Вт;

$\alpha_b$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, Вт /( $m^2 \cdot ^\circ C$ );

$R_o = (1/\alpha_b) + R_k$  – сопротивление теплопередаче, ( $m^2 \cdot ^\circ C$ )/Вт.

Таким образом, регулируя величины  $R_o$ ,  $R_b$  термического сопротивления и сопротивления тепловосприятия ограждающей конструкции, должно обеспечить необходимые условия для невозможности возникновения на ее внутренней поверхности конденсата.

В связи с этим следует отметить, что при реконструкции попытки установить утеплитель с внутренней стороны ограждения не приводит к положительному эффекту. При этом нарушается диффузия водяных паров из подземного сооружения наружу, что создает условия для образования конденсата на границе утеплителя и стены.

Следует отметить, что к материалам, применяющимся в качестве теплоизоляции подземных сооружений, предъявляются особые требования: малое теплопоглощение, высокая прочность при сжатии при низкой теплопроводности, стойкость к агрессивным подземным водам, неподверженность гниению, а их выбор базироваться на действительном состоянии температурно–влажностного режима помещений, условий эксплуатации конструкций, экономической целесообразности, т.е. стоимости и ремонтпригодности, наличия

имеющейся сырьевой базы, квалификации исполнителей и других сопутствующих факторов [3].

Для защиты подземных сооружений от подтопления при устройстве гидроизоляционной системы наряду с устройством гидроизоляционной мембраны традиционно предусматривается дренаж в виде отсыпки песчаной призмы и дренажных труб с фильтрующими обсыпками из песчано–гравийной смеси, керамзита и других материалов или оберток из искусственных волокнистых материалов.

Гидроизоляционная мембрана, как правило, выполняется из обмазочных или рулонных битумных и битумо–полимерных материалов и служит не более 10 – 15 лет [1]. Устройство пристенного дренажа из сыпучих материалов связано с трудоемкими работами по отрывке котлована, качественным подбором фильтрующих материалов и большим объемом применяемого фракционированного песка и гравия.

С целью улучшения качества строительства и условий эксплуатации подземных сооружений в последнее время были разработаны различные типы конструкций вертикальных (пристенных) и горизонтальных пластовых дренажей. Часто для этих целей используют дренажные плиты из фильтрационных материалов [3].

Дренажные плиты из фильтрационных бетонов на основе различных связующих и заполнителей имеют пористую структуру, которая образуется за счет подбора состава таким образом, чтобы связующее (например, цементный раствор) только обвалакивало зерна заполнителя, оставляла пространство между ними. Внутри плит формируются отверстия для отвода воды. Основные характеристики фильтрационных бетонов: коэффициент фильтрации  $K_f = 50–500$  м/сут.; прочность при сжатии  $R_c = 2,5–10,0$  МПа; толщина дренажной плиты  $d = 8–10$  см.

Крупнопористые плиты на основе фильтрационного пенополистирола или пенополиэтилена имеют значительные преимущества перед фильтрационным бетоном: малую массу ( $\rho_0 = 18–20$  кг/м<sup>3</sup>), высокую водопрпускную способность ( $K_f > 1000$  м/сут.), стойкость к агрессивным грунтовым водам.

Наличие в грунтах илистых и глинистых частиц приводит к заполнению фильтрующих полостей, снижению дренажной способности плит. Для обеспечения длительной работы в дренажах ис-

пользуют геотекстильные материалы, которые фильтруя воду, задерживают частицы грунта и препятствуют их проникновению в дренажную систему. Эти материалы более 30 лет используют в дорожном, гидротехническом и подземном строительстве.

Геотекстилем называют водопроницаемые тканые, нетканые, вязаные и композиционные полотна из синтетических волокон, выполняющих три основные функции в массиве грунта – сепарацию, фильтрацию и армирование.

По технологии изготовления различают тканые, нетканые и вязаные материалы.

Тканые геотекстильные материалы состоят из волокон взаимно перпендикулярного направления. Они отличаются друг от друга видом волокна, типом плетения и числом нитей на единицу площади.

Нетканые геотекстильные материалы получают тремя способами – механическим (иглопробивные), термическим (термоупрочненные), адгезивным (клееные). Наибольшее распространение получили иглопробивные и термоупрочненные материалы.

Вязаные материалы состоят из одной или нескольких волоконных систем, петлеобразно соединенных друг с другом в виде пряжи. Особенности этих материалов является: высокая прочность на растяжение при небольшом относительном удлинении вдоль волокон пряжи; возможность восприятия нагрузки в диагональном направлении.

Анализ существующих в настоящее время дренажных систем позволяет сделать вывод о том, что самую надежную защиту сооружений обеспечивает устройство пристенного и горизонтального пластового дренажа с использованием геокомпозитов в сочетании с трубчатым дренажом. Геокомпозиты различных конструкций возможно применять при любом типе грунта к глубине заложения сооружения до 15 – 20 м, а также в условиях воздействия агрессивных грунтовых вод. Кроме того, геокомпозиты весьма эффективны при устройстве внутреннего дренажа зданий.

Как было сказано выше основным элементом гидроизоляционной системы подземных сооружений является гидроизоляционная мембрана. Ее длительное функционирование может быть обеспечено только при наличии внутреннего или внешнего дренажа. Избежать конденсации влаги на поверхностях конструкций можно толь-

ко при наличии их теплоизоляционной защиты, вентиляции и кондиционирования воздуха. В любом подземном или заглубленном сооружении должно быть организовано водоудаление, которое должно предусматривать наличие соответствующих уклонов, водосборников, трубопроводов, насосных станций.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Шилин А.А., Зайцев М.В. и др. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. // Тверь. Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 396 с.
2. Умняков П.А. Теплоизоляция ограждающих конструкций жилых и общественных зданий.– М.: Стройиздат, 1978. – 160 с.
3. Ловыгин А.Н., Босовец Ф.П. Теплоизоляционное обеспечение строительных конструкций подземных и заглубленных сооружений как фактор эффективности их гидроизоляционной защиты. Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства. Сборник научно–технических статей. Часть 1. Минск, БНТУ, 2012. – 260 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69+624.014.2

**СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
СОГЛАСНО НОРМАМ ЕВРОСОЮЗА**

*МАРТЫНОВ Ю.С., НАДОЛЬСКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

**Введение**

Вопрос внедрения Еврокодов сейчас очень сильно дискутируется во многих странах. Освоение новой системы нормативных документов всегда сопровождается трудностями как со стороны научного, так инженерного сообщества. Во многом это связано не только с недостаточной изученностью вводимых документов, но и с особенностями и традициями проектирования. Полноценное и объективное сравнение методик расчета по различным нормативным документам связано с выполнением многочисленных расчетов элементов реальных конструкций в широком диапазоне геометрических параметров, прочностных характеристик материалов и значений воздействий. Работы в этом направлении планируется осуществить в период 2013–2014 гг. при поддержке РУП «Стройтехнорм

В данной статье авторами обобщены результаты работ [7–9], связанных с исследованиями сопротивления сдвигу стальных элементов. В статье [7] представлен сопоставительный анализ моделей сопротивления сдвигу, применяемые в нормативных документах стран СНГ, Европы и Северной Америки. В статье [8] выполнена

оценка ошибок моделей сопротивления сдвигу, учитывающих потерю местной устойчивости стенки для элементов с поперечными ребрами жесткости и принятых в СНиП II–23 [10] и EN 1993–1–5 [6]. В статье [9] предложено рассматривать однократную и многократную потери местной устойчивости стенки в качестве предельного состояния эксплуатационной пригодности и выполнен анализ необходимости проверок данных состояний при определении сопротивления сдвигу стального элемента согласно Еврокоду 3 “Проектирование стальных конструкций”.

### **1. Модель сопротивления сдвигу элемента, принятая в EN 1993–1–5**

Модель сопротивления, реализованная в EN 1993–1–5 [6] базируется на методе, известном как "вращаемая область напряжения" ("rotated stress field"), развитая Höglund [4]. Этот метод был сначала разработан для неукрепленных стенок отсеков с большим отношением сторон, где другие методы значительно недооценивали сопротивление сдвигу.

При определении сопротивления сдвигу элемента согласно EN [6] принята обобщенная модель сопротивления для различных стадий работы стенки отсека. Стадия работы стенки учитывается коэффициентом  $\chi_w$  в зависимости от условной гибкости стенки. Отличительной особенностью этой модели по сравнению с принятыми в нормативных документах других стран [1,3] является раздельное определение составляющих сопротивления сдвигу, обеспечиваемых стенкой  $V_{bw,Rd}$  и полками  $V_{bf,Rd}$  элемента.

Для практических расчетов метод "вращаемая область напряжения" откорректирован с учетом несовершенств и, как отмечено в работе [2], в явном виде в [6] не приведен, а сопротивление сдвигу поперечного сечения стального элемента представлено в виде:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}, \text{ но не более } \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (1)$$

где  $V_{bw,Rd}$  – сопротивление сдвигу стенки;  $V_{bf,Rd}$  – сопротивление сдвигу поясов;  $f_{yw}$  – характеристическое значение предела текучести стали стенки;  $t$  – толщина стенки;  $h_w$  – высота стенки;  $\gamma_{M1}$  – частный коэффициент безопасности;  $\eta$  – повышающий коэффициент, применяемый при малых значениях условной гибкости.



Сопротивление сдвигу стенки  $V_{bw,Rd}$  определяется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (2)$$

где  $\chi_w$  – коэффициент устойчивости при сдвиге.

Значение коэффициента  $\chi_w$  установлено в зависимости от условной гибкости стенки на основании результатов испытаний с учётом конструктивного решения опорной части (п.9.3.1 [6]). Условная гибкость стенки отсека определяется по следующей формуле:

$$\bar{\lambda}_{w,EN} = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}}, \quad (3)$$

где  $\tau_{cr}$  – критическое касательное напряжение. Значения критических напряжений определяется согласно Приложению А [6].

Примечание: Следует отметить, что условная гибкость в СНиП [10] и EN [6] определяется по-разному. Поэтому в статье различают условную гибкость, рассчитанную по СНиП [10] –  $\bar{\lambda}_{СНиП}$ , и рассчитанную по EN [6] –  $\bar{\lambda}_{EN}$ .

Сопротивление сдвигу поясов  $V_{bf,Rd}$  записывается следующим образом:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (4)$$

где  $f_{yf}$  – характеристическое значение предела текучести стали пояса;  $t_f$ ,  $b_f$  – толщина и ширина пояса;  $c$  – расстояние между пластическими шарнирами в поясе;  $M_{f,Rd}$  – расчетное значение сопротивления изгибу поперечного сечения, состоящего только из поясов;  $M_{Ed}$  – расчетное значение действующего изгибающего момента.

Согласно п.7.1 [6] пренебречь влиянием изгибающего момента на сопротивление сдвигу допускается при условии, что действующий момент не превышает сопротивление изгибу сечения, состоящего только из поясов (т.е. должно выполняться условие  $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ ).

## 2. Анализ моделей сопротивления сдвигу стального элемента

Рассмотрены модели сопротивления сдвигу стальных элементов, принятые в нормативных документах [1,3,6,10]. В качестве критере-

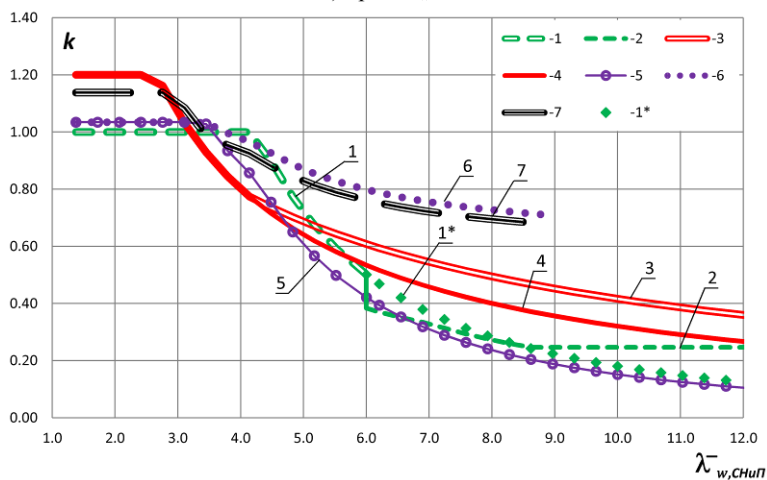
рия сопоставления моделей сопротивления сдвигу по различным нормативным документам, принят коэффициент  $k$ , равный отношению сопротивления сдвигу элемента к его значению в пластической стадии:

$$k = \frac{V_{design}}{V_{strength}}, \quad (5)$$

где  $V_{design}$  – сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по выше изложенным методикам;

$V_{strength} = R_s h_w t_w$  – сопротивление сдвигу стенки в пластической стадии.

На рисунке 1 представлены графики коэффициента  $k$  в зависимости от условной гибкости стенки  $\lambda_{w,CH\Pi\Pi}^-$   
а) при  $a/h_w=1$



б) при  $a/h_w=3$

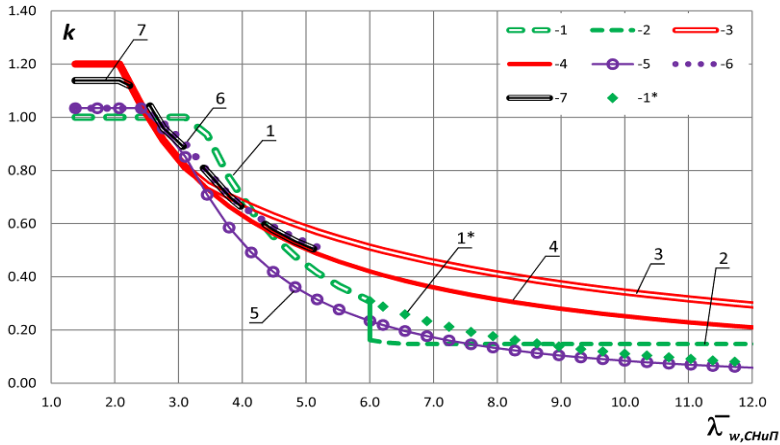


Рисунок 1. Зависимости коэффициента  $k$ : 1 – модель по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} < 6$ ; 2 – модель по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} > 6$ ; 3 – модель по EN при наличии жесткой опорной части; 4 – модель по EN при гибкой опорной части; 5 – модель по AISC при работе стенки в устойчивом состоянии; 6 – модель по AISC с учетом работы стенки в закритическом состоянии; 7 – модель по CSA

Ниже приведен краткий анализ полученных зависимостей.

Модели сопротивления сдвигу по EN и CSA учитывают повышение предельных касательных напряжений, установленное экспериментально при малых значениях условной гибкости стенки ( $\bar{\lambda}_{w,СНиП}$  не более 3...3.5), вследствие чего значение коэффициент  $k$  превышает 1,0.

Значение сопротивления сдвигу элемента, рассчитанные по моделям CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки), практически совпадают во всем диапазоне условных гибкостей, за исключением ее малых значений.

Для наиболее распространенных случаев соотношения размеров отсека  $\mu = 2...3$  и значений условной гибкости стенки отсека  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} = 4...5$  имеют место близкие значения сопротивления сдвигу по моделям EN, CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки).

Сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по модели СНиП, резко (скачкообразно) снижается при условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} = 6$ . Если модель сопротивления сдвигу, принятую по

СНиП для  $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} < 6$ , распространить на диапазон условных гибкостей более 6 (на рисунке 1 кривая 1\*), то значения сопротивления сдвигу приближаются к его значениям, вычисленным по модели AISC (при работе стенки в устойчивом состоянии). К тому же, указанная модель сопротивления сдвигу не ограничивается каким-либо значением условной гибкости, как это установлено в СНиП.

Отметим, что модель сопротивления сдвигу по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$  мало зависит от значения условной гибкости стенки и резко отличается от других моделей.

### 3. Анализ ошибки моделей сопротивления сдвигу

Для оценки ошибки моделей сопротивления сдвигу стального элемента составлен банк экспериментальных данных, приведённых в научно-технической литературе. В результате отбора получено 165 экспериментальных значений сопротивления сдвигу для элементов с поперечными ребрами жесткости.

Общее количество образцов, удовлетворяющих условия применения моделей сопротивления, принятых в EN 1993–1–5 [6] и в СНиП II–23 [10], составило 110 и 74, соответственно. Параметры образцов представлены в таблице 1.

**Таблица 1. Параметры образцов**

Переменные	Выборка для EN 1993–1–5 [6]		Выборка для СНиП II–23 [10]	
	Min	Max	Min	Max
$h_w$ (мм)	249	1270	249	1270
$t$ (мм)	0.97	9.98	0.97	9.91
$h_w / t$	49.6	800	60.2	400
$a$ (мм)	300	3810	300	2158
$a / h_w$	0.5	4.0	0.5	2.46
$b_f$ (мм)	35	459	35	459
$t_f$ (мм)	3.1	51.2	3.2	51.2
$f_{yw}$ (МПа)	169	760	169	760
$V_{exp}$ (кН)	13	5004	13	5004
$M_{exp} / M_{f,Rd}$	0.11	0.99	0.14	0.94
$\bar{\lambda}_{w,EN}$	0.5	7.3	0.5	3.4

$\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}}$	1.58	25.9	1.9	12.46
----------------------------------	------	------	-----	-------

Параметры ошибки модели определены эмпирически путём, сопоставляя результаты испытаний с теоретическими расчетами. Для каждой выборки образцов получен вектор значений ошибки модели сопротивления:

$$\square \square = Y_{exp} / Y_{design} \quad (6)$$

где  $Y_{design}$  – регламентированные (т.е. установленные нормативным документом) значения сопротивления сдвигу, вычисленные по соответствующей модели сопротивления при фактических значениях базисных переменных  $X_1, \dots, X_n$ ;

$Y_{exp}$  – экспериментальные значения сопротивления сдвигу.

За экспериментальное значение сопротивления сдвигу  $Y_{exp}$  принято предельное значение поперечной силы, после которой элемент перестает воспринимать нагрузку.

Для вектора значений ошибки модели сопротивления вычислены среднее значение  $\bar{\theta}$  и стандартное отклонение  $\sigma_{\theta}$ , приведенные в таблице 2. Для повышения достоверности определения ошибки модели сопротивления, принятой в [6], дополнительно была проанализирована выборка из образцов с наиболее распространенными значениями условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w, EN}$  от 1 до 3. Исключение 15 образцов с редкими параметрами исполнения не привело к существенному изменению ошибки модели сопротивления (среднее значение  $\bar{\theta} = 1.2$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.19$ ).

**Таблица 2. Характеристики ошибки моделей сопротивления**

$\bar{\lambda}_{w, EN}$	$\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}}$	$a / h_w$	$n$	$\theta_{\min}$	$\theta_{\max}$	$\bar{\theta}$	$\sigma_{\theta}$
Модель сопротивления, принятая в EN							
вся выборка	1.6–25.9	0.5–4	110	0.82	1.85	1.24	0.22
1–3	3.7–11.4	0.5–2.2	65	0.82	1.60	1.18	0.16
0.5–5.5	1.6–18.2	0.5–3	96	0.82	1.85	1.2	0.19
Модель сопротивления, принятая в СНиП							
вся выборка	1.9–12.46	0.5–2.46	74	1.05	2.83	2.0	0.39
Модель сопротивления, принятая в СНиП $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} < 6$							
0.6–1.6	1.9–5.85	1–2.46	9	1.05	2.48	1.52	0.42
Модель сопротивления, принятая в СНиП $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$							

1.2–3.4	6.1–12.46	0.5–2.0	65	1.21	2.83	2.07	0.34
---------	-----------	---------	----	------	------	------	------

На основании выполненного анализа ошибки моделей сопротивления можно констатировать следующее:

- ошибка модели сопротивления сдвигу, принятой в EN [6], при рассмотрении выборки с наиболее распространенными значениями условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,EN}$  от 1 до 3 имеет среднее значение 1.18 и стандартное отклонения 0.16.;

- для модели сопротивления, принятой в СНиП [10] и применяемой для  $\lambda_{w,СНиП}$  менее 6, количество образцов, пригодных для анализа после отбора (ограничения по условной гибкости и размещению поперечных ребер жесткости) составило 9. При таком малом количестве образцов достоверно судить о точности данной модели невозможно, но все же следует отметить большой разброс значений ошибки (среднее значение  $\bar{\theta} = 1.52$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.42$ );

- ошибка модели сопротивления, принятой в СНиП [10] и применяемой при  $\lambda_{w,СНиП}$  более 6, имеет среднее значение  $\bar{\theta} = 2.07$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.34$ . Такое большое среднее значение ошибки свидетельствует о том, что данная модель занижает значение предельной поперечной силы.

#### **4. Предельные состояния эксплуатационной пригодности, связанные с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений**

Модели сопротивления, учитывающие критическую стадию работы отсека, позволяют получить адекватные значения предельного сопротивления сдвигу стального элемента. Поэтому эти модели целесообразно использовать для проверок предельных состояний несущей способности (ultimate limit state – далее ULS проверки). При использовании моделей сопротивления, учитывающих критическую стадию работы отсека, следует учитывать, что изменение схемы работы сопровождается визуальным искажением конструкции (появление так называемых «хлопунов», искажение поясов и т.д.), а нередко и звуковым эффектом.

Авторы считают необходимым проверить одно из следующих состояний, которое возможно при нормальных условиях эксплуатации конструкции:

- произойдет однократная потеря местной устойчивости стенки, которая может вызвать дискомфорт у пользователей;
- произойдет многократная потеря местной устойчивости, в результате чего может возникнуть усталостное разрушение материала;
- вследствие потери местной устойчивости стенки произойдет снижение жесткости элемента, в результате чего требование по деформативности не будет выполняться.

Перечисленные ситуации не угрожают безопасности и поэтому их можно отнести к предельным состояниям эксплуатационной пригодности (serviceability limit state – далее SLS проверки). Цель SLS проверок – исключить однократную потерю устойчивости или ограничить количество выпучиваний при многократной потере устойчивости стенки. Для проверки этих состояний целесообразно использовать модели сопротивления, основанные на критических напряжениях (pre-buckling resistance), при этом значение расчетного усилия для SLS проверок необходимо назначать в зависимости от допустимой вероятности наступления данного предельного состояния.

В работе [9] описана методика проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности, связанных с потерей местной устойчивости стенки. Далее на примере нескольких случаев показана необходимость SLS проверок при определении сопротивления сдвигу. В качестве первого случая рассмотрен элемент, подверженный действию постоянной и полезной нагрузки. Коэффициенты сочетания для полезной нагрузки приняты как для помещения категории C [5] (помещения со значительным скоплением людей). Для определения расчетного усилия для ULS проверок принято выражение 6.10 EN 1990 [5]. Сопротивление поясов на сдвиг не учитывается. При анализе принята жесткая опорная часть. На рисунке 2 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  от параметра нагружения  $\chi$  для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетания воздействий. При условной гибкости стенки больше предельной  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  доминирующей яв-

ляется SLS проверка. Параметр нагружения  $\chi$  представляет собой долю переменных воздействий в полной величине воздействий.

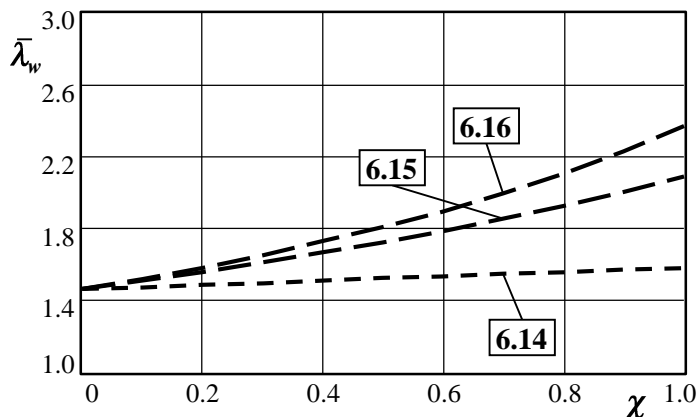


Рисунок 2. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части

Аналогичный характер зависимости  $\bar{\lambda}_{w.lim} - \chi$  имеет место при действии сочетания постоянной и снеговой нагрузки для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетаний воздействий (рисунок 3).

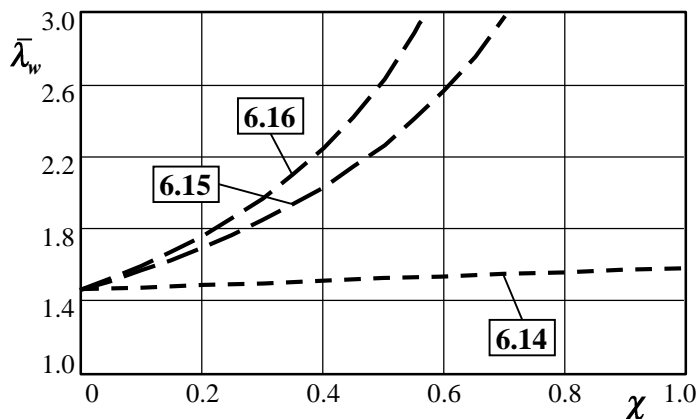


Рисунок 3. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и снеговой нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части



Для случая, аналогичного первому, но с гибкой опорной частью, на рисунке 4 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w.lim}$  от параметра нагружения  $\chi$ .

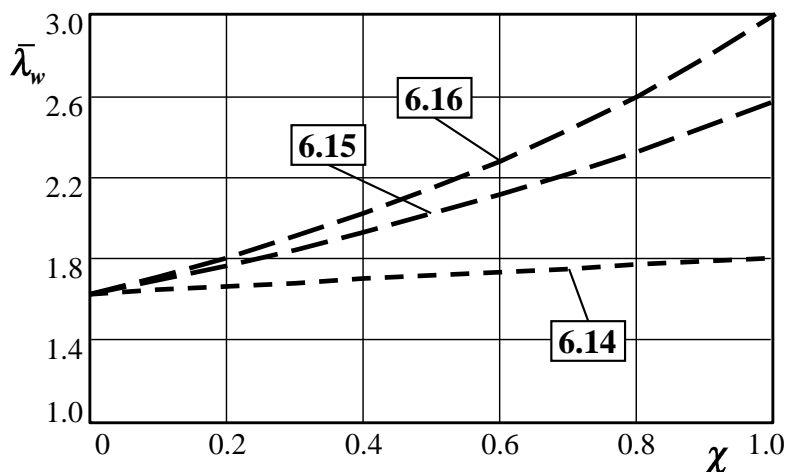


Рисунок 4. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и гибкой опорной части

Из графиков, представленных на рисунках 2–4, видно, что для определенных случаев SLS проверки являются необходимыми, однако конкретные условия применения невозможно выделить, поэтому необходимо использовать SLS проверки для всех случаев. Анализируя приведенные графики, отметим основные параметры, от которых зависит результат расчета:

- при жесткой опорной части получаются меньшие значения предельной гибкости, чем для элементов с гибкой опорной частью;
- при учете сопротивления поясов сдвигу значение предельной гибкости уменьшается;
- результаты значительно зависят от вида доминирующей переменной нагрузки (в частности от значений коэффициентов  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  и  $\psi_2$ ).

## Заключение

Проведенная работа позволяет сделать следующие выводы:

1) Модель сопротивления сдвигу, принятая в Еврокоде 3, универсальна и обладает приемлемой точностью. Она позволяет получать адекватные значения предельной поперечной силы, воспринимаемой элементом в процессе нагружения. Среднее значение и стандартное отклонение ошибки данной модели сопротивления для наиболее распространенных случаев конструктивного исполнения (количество образцов 65), составляют 1.18 и 0.16, соответственно. Для всей выборки экспериментальных данных (количество образцов 110) значения вышеотмеченных параметров равны 1.24 и 0.22.

2) Некоторые расчетные положения модели сопротивления сдвигу, принятой в СНиП II–23–81, должны быть скорректированы с учетом результатов современных исследований в этом направлении. Модель сопротивления сдвигу, учитывающая только устойчивое состояние стенки, не позволяет оценить значение предельной поперечной силы. Одна из причин этого связана с тем, что данная модель определяет значение сопротивления сдвигу исходя из условия недопущения потери устойчивости стенки, а в качестве экспериментального значения сопротивления использовалось предельное значение поперечной силы. Модель сопротивления сдвигу, учитывающая закритическую стадию работы стенки, значительно недооценивает значение предельной поперечной силы. Среднее значение и стандартное отклонение ошибки данной модели сопротивления составляют 2.07 и 0.34, соответственно. Возможная причина этого, недостаточная изученность поведения элемента в закритической стадии работы стенки на момент принятия этой модели в СНиП II–23–81.

3) Показано, что предельное состояние эксплуатационной пригодности, соответствующее потери местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений, может быть достигнуто раньше предельного состояния несущей способности.

4) Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации.

## ЛИТЕРАТУРА

1. AISC–360–05. Specification for Structural Steel Buildings–Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005.
2. Commentary and worked examples to EN 1993–1–5 “Plated structural elements” / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. – Luxemburg: Office for Official Publication of the European Communities, 2007.
3. CSA–S16–01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001) – Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, 2009.
4. Höglund T. Design of thin plate I–girders in shear and bending with special reference to web buckling (in Swedish), Bulletin No.94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1981.
5. EN 1990. Eurocode – Basis of structural design. – Brussels: European Committee for Standardization. 2002.
6. EN 1993–1–5. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements. – Brussels: European Committee for Standardization. 2006.
7. Мартынов Ю. С., Лагун Ю. И., Надольский В. В. Модели сопротивления сдвигу стальных элементов, учитывающие потерю местной устойчивости стенки. Металлические конструкции 2012, том 18, номер 2, 111–122
8. Мартынов Ю. С., Надольский В. В. Предельные состояния эксплуатационной пригодности, связанные с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений. Металлические конструкции 2013, (в печати)
9. Надольский В.В., Мартынов Ю.С. Оценка ошибок моделей сопротивления сдвигу, принятых в EN 1993–1–5 и СНиП II–23. Вестник МГСУ. 2013, (в печати)
10. СНиП II–23–81\* «Стальные конструкции». Москва, 1991 г

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**ПРИМЕНЕНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ  
СТРОИТЕЛЬСТВЕ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ  
МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ**

*ПЕНЯЗЬ М.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

При строительстве жилых и общественных зданий нашли широкое применение монолитные каркасные конструктивные системы. Применение монолитного каркаса позволяет реализовать принцип гибкой планировки квартир и других помещений в жилых домах различной этажности, комфортности и различного архитектурного решения фасадов. За последние пятнадцать лет построено множество монолитных жилых домов различной этажности и архитектуры. В Республике Беларусь основу каркасного домостроения составляют конструкции из монолитного железобетона. Конструктивная схема каркаса монолитного здания представляет собой монолитные диски перекрытий, которые являются горизонтальными несущими конструкциями и монолитные вертикальные несущие конструкции, а именно лестничные клетки, диафрагмы жёсткости, колонны. Исходя из опыта строительства монолитных многоэтажных каркасных зданий установлено, что самым трудоёмким процессом является возведение вертикальных несущих конструкций. Особенно трудоёмким является устройство монолитных лестничных маршей

и площадок. Кроме того практика показала, что недостатком монолитного домостроения является не вполне удовлетворительное качество бетонизируемых конструкций. Качество всех изделий сборного каркаса, геометрические размеры, толщины защитных слоёв, правильность армирования, прочность бетона и другие показатели гарантированы системой заводского контроля качества. При возведении монолитных каркасов до конца не решены вопросы контроля качества выполненных работ, в т.ч. контроля прочности бетона и ухода за бетоном, что вызывает развитие усадочных трещин в бетоне, контроля толщины защитных слоёв и армирования конструкции в целом, что ведёт к снижению надёжности здания. Для обеспечения проектных характеристик бетона, как правило, используется электропрогрев, при чём для достижения необходимой прочности и темпов строительства конструкции должны прогреваться как в зимнее, так и в тёплый период года. При вязке арматурных сеток и каркасов, выполняемой на строительной площадке, за счёт раскройки и стыковки арматурных стержней, потери могут достигать 5 – 10% а при армировании большими диаметрами (более 28 мм) эти потери могут достигать 10 – 15%. Это подтвердил опыт возведения монолитного 22-этажного жилого дома в городе Могилёве (Генподрядчик СРУП ‘БДСК’), где расход арматуры тщательно контролировался. Чтобы уменьшить трудоёмкость, энергоёмкость, материалоёмкость и улучшить качество выпускаемых конструкций, было предложено в рамках диссертационной темы по объекту: ‘18-этажный монолитный жилой дом в г. Бобруйске (Рис. 1) заменить вертикальные монолитные несущие конструкции на сборные.



Рисунок 1

Дом каркасный, одноподъездный, с монолитным ядром жёсткости, с монолитными вертикальными несущими конструкциями. Наружные стеновые ограждающие конструкции выполнены из мелкоштучных ячеистых блоков. Совместно с разработчиком проекта ОКУП 'Гомельгражданпроект' были заменены вертикальные монолитные конструкции – диафрагмы жёсткости (Рис. 2), шахты лифтов, частично колонны, а также лестничные марши и лестничные площадки на сборные.



Рисунок 2

Государственным предприятием ‘Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.’ был разработан принципиально новый переход от монолитных колонн на сборные, что было внедрено на данном объекте. Конструктивно этот переход представляет собой монолитную колонну с анкерами (Рис. 3), на которые монтируется и крепится при помощи болтов (Рис. 4) сборная железобетонная колонна. Особенно эффективна такая замена монолитных колонн на сборные оказалась при возведении зданий в зимний период.



Рисунок 3

При замене монолитных вертикальных конструкций на сборный железобетон трудоёмкость производства строительных работ сократилось на 52%, трудоёмкость арматурных работ снизилась до 35%. Была рассчитана экономическая целесообразность замены несущих монолитных конструкций на сборные. При общей стоимости СМР – 15 млрд. 125 млн. белорусских рублей в ценах 2011 года экономия составила 651 млн. белорусских рублей. Общий экономический эффект составил 4,3% от сметной стоимости строительства. Учитывая приведённые данные, и особенно ограниченные энергетические и трудовые ресурсы в строительной отрасли, эффективность применения сборного железобетона при строительстве каркасных многоэтажных монолитных зданий очевидна.

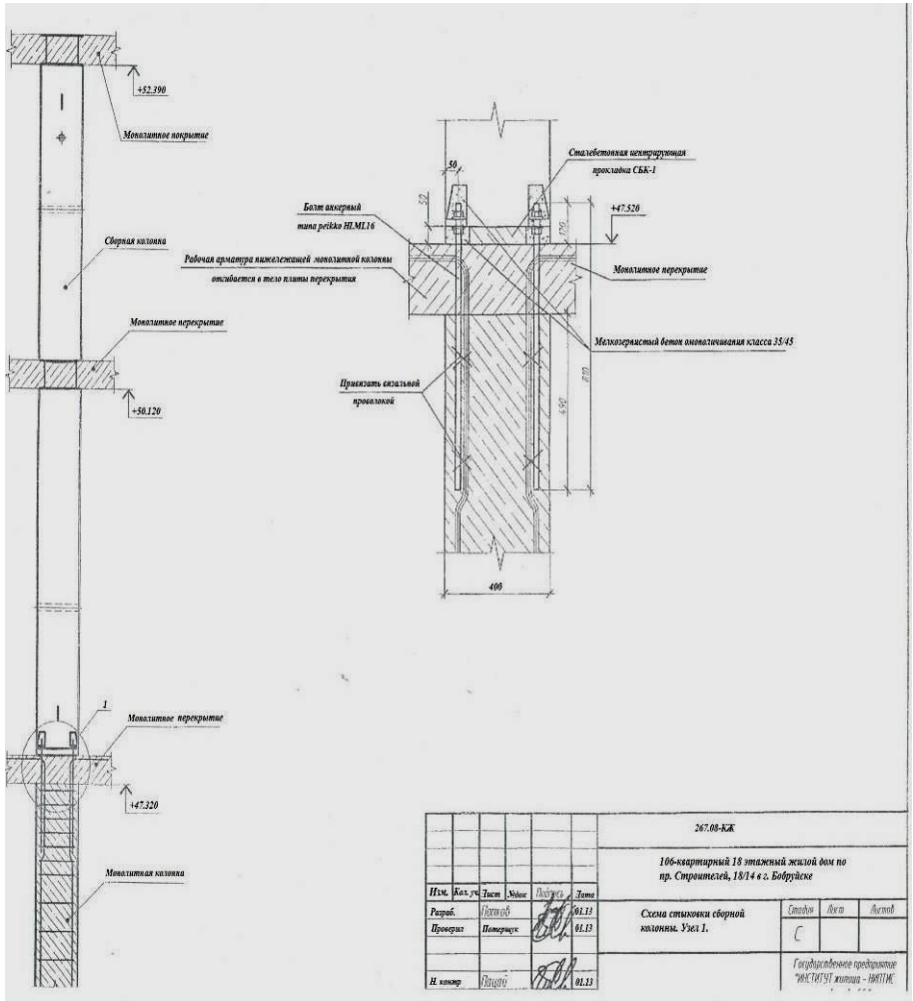


Рисунок 4

						267.00-ЛЖ			
						106-квартирный 18-этажный жилой дом по пр. Строителей, 18/14 в г. Вобудиске			
Изм.	Вкл. г/ч	Тема	Масш.	Дата	Лист	Схема стыковки сборной колонны. Узел 1.	Стенов	Лест	Лестов
Разраб.	Легкоб			01.13	01.13		С		
Проектир.	Павлов			01.13					
И. в. квор.	Вдовин			01.13			Генеральное предприятие "ИЖСМУЗ" жилищ - 190711Ж		



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.35:529.3/4

**ОБ УЧЕТЕ ВЛИЯНИЯ СТАЛЬНЫХ ПЛАСТИН  
НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ**

*РАК Н.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**ВВЕДЕНИЕ**

Одним из способов повышения несущей способности бетонных элементов при местном сжатии является установка на нагружаемой плоскости элемента стальной пластины, габариты которой превышают габариты площади приложения нагрузки.

Природа повышения несущей способности таких элементов, как показали экспериментальные исследования, заключается, в основном, в том, что пластины распределяют напряжения на бетон элемента, расположенный за пределами площади нагружения. Кроме того, пластины за счет наличия сил трения между пластиной и бетоном, сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при действии местной нагрузки.

Анализ литературных источников показал, что наблюдаются два подхода к оценке распределяющей способности пластин. При первом подходе принято, что эпюра напряжений под пластиной за пределами площади нагружения переменна и зависит гибкости пластины. При втором подходе принято, что эпюра напряжений под пла-

стиной за пределами площади нагружения равномерна. При этом в исследованиях даны различные рекомендации по определению габаритов зоны распределения. Так, например, в [1, 2] принято, что давление распространяется под углом к вертикали, тангенс которого равен 1,5. В [3] предложено при толщине пластины 10 мм принимать размер зоны распределения равным 45 мм.

Изучение нормативной литературы по расчету железобетонных конструкций показало, что указания о необходимости учета влияния стальных пластин в них отсутствуют. Однако в пособии [4] приведены указания о возможности учета этого влияния при выполнении определенных конструктивных требований (толщина листа должна быть не менее  $1/3$  максимального расстояния от края листа до центрирующей прокладки).

В европейских нормах по расчету соединений стальных конструкций [5] даны рекомендации по назначению габаритов зоны распределения применительно к расчету несущей способности опорных плит баз стальных колонн. При этом принимается, что размер зоны распределения зависит от толщины пластины, предела текучести стали пластины и расчетного сопротивления смятию материала под опорной плитой.

Экспериментальные исследования при местном сжатии бетонных элементов, имеющих расположенную на нагруженной плоскости стальную пластину, были выполнены Hawkins [6], DeWolf [7]. Позднее на основе анализа экспериментальных данных [6] и конечно элементного моделирования в [8] были разработаны предложения по учету влияния пластин на несущую способность бетонных элементов.

В бывшем СССР были выполнены исследования влияния пластин толщиной от 1 до 12 мм на несущую способность бетонных призм для случая их полосового краевого нагружения двумя штампами [9]. В Республике Беларусь были выполнены исследование влияния пластин толщиной 6 и 12 мм на несущую способность элементов из высокопрочного бетона при концентричном приложении нагрузки [10].

Однако до настоящего времени в нормативных документах по расчету железобетонных конструкций отсутствует методика учета

влияния стальных пластин при расчете бетонных элементов на местное сжатие.

В связи с этим была поставлена задача включить в разрабатываемый ТКП по расчету железобетонных конструкций рекомендации по учету влияния пластин. При этом необходимо проверить надежность предлагаемой методики расчета согласно требованиям базового европейского стандарта по проектированию строительных конструкций [11].

### ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ

Предлагаемая методика учета влияния стальных пластин на несущую способность бетонных элементов при местном сжатии основана на методике расчета бетонных элементов [12], включенной в окончательный вариант ТКП по расчету бетонных и железобетонных конструкций.

Согласно [12] несущую способность следует определять по следующей зависимости

$$f_{cud} = f_{cd} \cdot 1 + 12,5 \cdot \psi_c \leq 3f_{cd}, \quad (1)$$

$$\text{где } \psi_c = \frac{f_{cm}}{f_{cm}} \left( \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right), \quad \frac{f_{cm}}{f_{cm}} \geq 0,07, \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}.$$

В приведенных выше зависимостях приняты следующие обозначения:  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  $\gamma_c = 1,6$  – частный коэффициент по бетону;  $f_{ck}$  – характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95;  $f_{cm}$ ,  $f_{ctm}$  – соответственно среднее сопротивление бетона осевому сжатию и осевому растяжению,  $A_{c0}$  – площадь бетона, на которую приложена местная сжимающая нагрузка;  $A_{c1}$  – условная площадь бетона;  $\psi_c$  – коэффициент относительного бокового давления.

Степень распределения зависит от толщины пластин  $\delta_{pl}$ , расчетного сопротивления стали пластины  $f_{yd,pl}$  и, что особенно важно, от расчетного сопротивления бетона, расположенного под пластиной  $f_{cud}$ .

При наличии стальной пластины толщиной  $\delta_{pl}$  площадь бетона  $A_{c0}$ , расположенная в плоскости низа пластины, должна опреде-

ляться по площади приложения нагрузки на верхнюю плоскость пластины  $A_{pl}$ , дополненной площадью зоны распределения, обеспечиваемой пластиной

$$A_{c0} = A_{pl} + p \cdot a_d + 4 \cdot a_d^2, \quad (2)$$

где  $p$  – периметр площади приложения нагрузки на пластину,  $a_d$  – условная ширина зоны распределения.

При этом условную ширину зоны распределения  $a_d$  (рис. 1) следует определять по зависимости

$$a_d = \delta_{pl} \cdot \sqrt{\frac{f_{ym}}{3 \cdot f_{cum}}} \quad (3)$$

где  $\delta_{pl}$  – толщина пластины;  $f_{ym}$  – среднее значение предела текучести стали пластины;  $f_{cum}$  – среднее значение сопротивления бетона местному смятию, определяемое по зависимости (1) при  $\gamma_c = 1$  и площади  $A_{c0}$ , определяемой по зависимости (2).

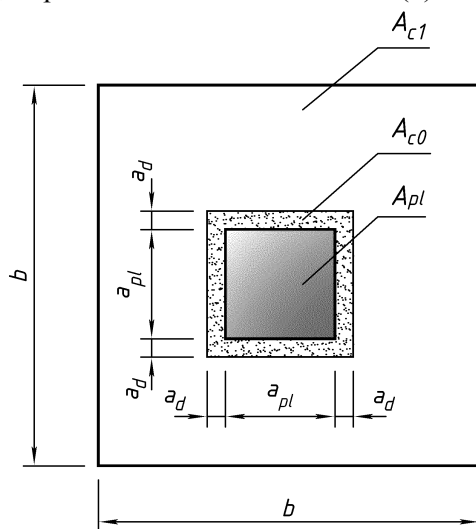


Рисунок 1. К определению площади  $A_{c0}$  при учете влияния пластин на несущую способность бетонного элемента при местном сжатии

Среднее значение предела текучести стали пластины  $f_{ym}$  следует определять по его нормативному значению  $f_{yn}$ , при значении коэффициента вариации, равном 0,07.

Решение системы нелинейных уравнений (1)–(3) целесообразно выполнять методом последовательных приближений. В качестве первого приближения значение  $a_d$  рекомендуется определять по зависимости (3) при значении  $f_{c0}$ , определенном при площади  $A_{c0} = A_{pl}$ .

Для каждого цикла приближения по начальному значению  $a_d$  определяют площадь  $A_{c0}$  и значение  $f_{c0}$  при этой площади. При новом значении  $f_{c0}$  определяют конечное значение  $a_d$ . Расчет останавливают, если расхождение конечного значения  $a_d$  от начального не превышает 1%.

Для случая элемента квадратного сечения размером  $b$  и нагружения пластины по площади квадрата размером  $a_{pl}$  площадь нагружения бетона под пластиной будет равна

$$A_{c0} = a_{pl} + 2a_d^2$$

Тогда значение  $\psi_c = \frac{f_{c0}}{f_{cm}} \left( \frac{b}{a_{pl} + 2a_d} - 1 \right)$ .

При этом система нелинейных зависимостей (1–3) может быть сведена к кубическому уравнению относительно неизвестной  $a_d$ .

Были выполнены расчеты по приведенной выше методике для различных толщин пластин и классов бетона по прочности на сжатие. При этом размер  $a_{pl}$  площади приложения нагрузки к пластине был принят равным 100 мм, а поперечный размер  $b$  бетонного элемента был принят равным 300 мм. Результаты определения величины  $a_d$  (рис. 2) свидетельствуют о том, что с увеличением класса бетона по прочности на сжатие относительный размер площади распределения  $\alpha = a_d / \delta_{pl}$  убывает нелинейно. При одинаковой прочности бетона увеличение толщины пластины приводит к увеличению относительного размера площади распределения.

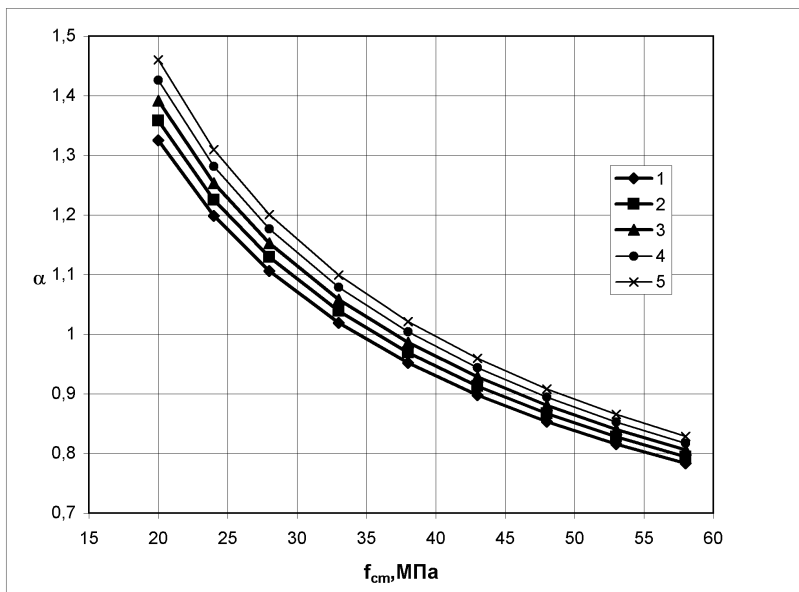


Рисунок 2. Зависимость значений относительного размера площади распределения

$\alpha$  от значений средней прочности бетона  $f_{cm}$  при толщине пластины  $\delta_{pl}$  :  
 1 – 6 мм; 2 – 8 мм; 3 – 10 мм, 4 – 12 мм; 5 – 14 мм

### ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА

Оценка надежности предлагаемой методики расчета выполнялась согласно приложению D базового документа [11] системы строительных Еврокодов с использованием банка экспериментальных данных.

Общая последовательность оценки надежности методов расчета состояла из нескольких этапов.

Этап 1. Формулирование расчетной модели в форме теоретической функции сопротивления  $r_t = g_r(X)$ , которая содержит все определяющие основные базисные переменные  $X$ , оказывающие воздействие на рассматриваемое предельное состояние.

Этап 2. Сравнение экспериментальных и теоретических значений с построением диаграммы, содержащей пары этих значений.

Для сравнения выбраны экспериментальные значения из банка экспериментальных данных, сформированного по исследованиям [6, 10]. Общее число экспериментальных значений составило 53.

Этап 3: Определение поправки среднего значения  $b$ .

Этап 4: Определение коэффициента вариации величины рассеяния  $\delta$ .

Этап 5: Проверка совместимости.

Полученные результаты (рис. 3) свидетельствуют о том, что предлагаемый метод расчета позволяет получить теоретические значения, удовлетворительно совпадающие с экспериментальными значениями. Значение поправки среднего значения  $b$  равно 0,9411, а значение коэффициента вариации  $V_\delta$  величины рассеяния  $\delta$  равно 0,09.

Полученная поправка среднего значения незначительно отличается от 1, а значение коэффициента вариации  $V_\delta$  величины рассеяния  $\delta$  не превышает 0,1. Это свидетельствует о высокой точности используемой расчетной зависимости.

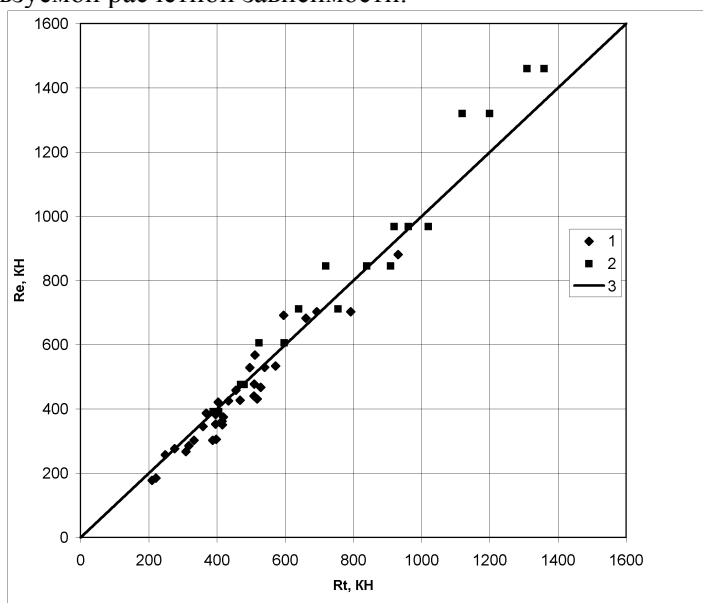


Рисунок 3. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности  $R_e$  с теоретическими  $R_t$  по предлагаемой методике: 1 – данные [6]; 2 – данные [10]; 3 – линия, соответствующая равенству  $R_t = R_e$

Этап 6: Определение коэффициентов вариации базисных переменных  $V_{X_i}$ .

В качестве базисных переменных  $X$ , оказывающих воздействие на рассматриваемое предельное состояние, приняты следующие переменные:

1) прочность бетона при осевом сжатии  $f_c$ ; 2) размер площади приложения нагрузки  $a_{pl}$ ; 3) толщина пластины  $\delta_{pl}$ ; 4) предел текучести стали пластины  $f_{ym}$ ; 5) поперечный размер бетонного элемента  $b$ .

Этап 7: Определение суммарного коэффициента вариации  $V_r$  функции сопротивления.

После определения значений  $V_r$  были определены значения индексов надежности  $\beta$  (рис.4), обеспечиваемых предлагаемым методом при различных значениях частного коэффициента по бетону  $\gamma_c$ .

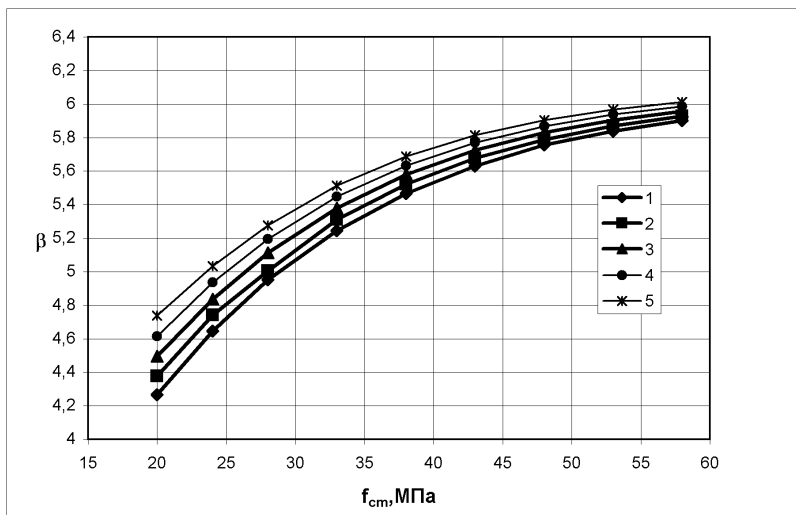


Рисунок 4. Зависимость значений индексов надежности  $\beta$  от значений средней прочности бетона  $f_{cm}$  при  $A_{c1}/A_{pl} = 9$  при толщине пластины  $\delta_{pl}$ :

1 – 6 мм; 2 – 8 мм; 3 – 10 мм, 4 – 12 мм; 5 – 14 мм



Анализ результатов вычислений значений индексов надежности  $\beta$  (рис.4) показал, что с увеличением средней прочности бетона  $f_{cm}$  значения  $\beta$  (при прочих равных условиях) возрастают.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Предложена методика расчета на местное сжатие бетонных элементов, нагружаемых через стальные пластины.

Приведены зависимости для определения условной ширины зоны распределения и определения несущей прочности таких элементов на местное сжатие.

Выполнена оценка надежности предлагаемой методики расчета согласно приложению D базового документа [11] системы строительных Еврокодов.

Показано, что предлагаемая методика учета влияния пластин (при значении частного коэффициента  $\gamma_c = 1,6$ ) обеспечивает высокие значения индекса надежности (4,1–6), соответствующие классу надежности конструкций RC3 (базовый период службы 100 лет).

### ЛИТЕРАТУРА

11. Гусаков, В.Н. О стыках сборных железобетонных колонн / В.Н. Гусаков // Строительная промышленность. – 1955. – № 7. – С.20–23.

12. Мурашев, В.И. Железобетонные конструкции. Общий курс. / В.И. Мурашев, Э.Е. Сигалов, В.Н. Байков. – М.: Госстройиздат, 1962. – 660 с.

13. Гусева, Т.К. Расчет и конструирование зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.15 / Т.К.Гусева. – М., 1991. – 20 л.

14. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

15. ТКП EN 1993–1–8–2009 Еврокод 3 Проектирование стальных конструкций часть 1–8. Расчет соединений. – 126 с.

16. Hawkins, N. The Bearing Strength of Concrete Loaded through Flexible Plates / N. Hawkins // Magazine of Concrete Research. – 1968. – V. 20, № 63. – P. 95–102.

17. DeWolf, J. Axially loaded column base plate / J. DeWolf // Journal of Structural Division. – 1978. – V. 104, № 5. – P. 781–784.
18. Escobar–Sandoval, E. Concentrically loaded circular steel plates bearing on plain concrete / E. Escobar–Sandoval, A Whittaker, G. Dargush // Journal of Structural Engineering. – 2006. – V.132, № 11. – P. 1784–1792.
19. Клевцов, В.А. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии / В.А. Клевцов, Ю.Ф. Бирулин, Г.Н. Заварзаев // Бетон и железобетон. – 1990. – № 2.— С. 16–18.
20. Рак, Н.А. Влияние условий приложения нагрузки на прочность тяжелого высокопрочного бетона при местном сжатии / Н.А. Рак, Н. Аль–Арики // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. – № 1(13) – С. 64–68.
21. ТКП EN 1990–2011 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций – 64 с.
22. Рак, Н.А. Калибровка частного коэффициента по бетону для расчета бетонных элементов при местном сжатии / Н.А. Рак // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов европейского союза в области строительства: Сборник научных статей (Материалы Междунар. научно–методического семинара (Минск, 29 мая 2012 г.). Часть 1 – Минск, БНТУ, 2012. – С.84–89.

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 678.067.5

**УВЕЛИЧЕНИЕ МОДУЛЯ УПРУГОСТИ  
СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ**

*ТАЛЕЦКИЙ В. В.*

Белорусский государственный университет транспорта  
Гомель, Беларусь

Проблема широкого применения стеклопластиковой арматуры в строительстве заключается в низком модуле упругости.

Модуль упругости стальной арматуры  $200 \times 10^3$  МПа, модуль упругости стеклопластиковой арматуры  $50 \times 10^3$  МПа [1], что в четыре раза меньше модуля упругости стальной арматуры и соизмерим с модулем упругости бетона, изменяющегося от  $19 \times 10^3$  МПа до  $45 \times 10^3$  МПа в зависимости от класса бетона и марки бетонной смеси по удобоукладываемости [2].

Предлагается увеличить модуль упругости за счет размещения стальных стержней внутри стеклопластиковой арматуры и назвать такую арматуру металлопластиковой.

Предполагаем, что при растяжении металлопластиковой арматуры относительные деформации стального стержня и стеклопластиковой оболочки будут одинаковыми и равными относительным деформациям металлопластиковой арматуры:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ст} = \varepsilon_{пл} = \varepsilon_{мп}, \\ \text{или} \quad \frac{N_{ст}}{E_{ст} A_{ст}} = \frac{N_{пл}}{E_{пл} A_{пл}} = \frac{N_{мп}}{E_{мп} A_{мп}}, \end{aligned} \quad (1)$$

где  $N_{ст}$ ,  $N_{пл}$ ,  $N_{мп}$  – внутренние усилия в стальном стержне, стеклопластиковой оболочке и металлопластиковой арматуре;  $E_{ст}$ ,  $E_{пл}$ ,  $E_{мп}$  – модули упругости стали, стеклопластика и металлопластиковой арматуры;  $A_{ст}$ ,  $A_{пл}$ ,  $A_{мп}$  – площади поперечного сечения стального стержня, стеклопластиковой оболочке и металлопластиковой арматуры.

Очевидно, что  $N_{мп} = N_{ст} + N_{пл}$ , а усилия  $N_{ст}$  и  $N_{пл}$ , определенные по равенству (1), равны

$$N_{ст} = N_{пл} \frac{E_{ст} A_{ст}}{E_{пл} A_{пл}}, \quad (2)$$

$$N_{пл} = N_{ст} \frac{E_{пл} A_{пл}}{E_{ст} A_{ст}}. \quad (3)$$

Тогда модуль упругости металлопластиковой арматуры легко определяется из равенства (1), заменяя усилия  $N_{ст}$  или  $N_{пл}$  выражениями (2) или (3).

Модуль упругости металлопластиковой арматуры, выраженный через модуль упругости стали,

$$E_{мп} = E_{ст} \left( 1 + \frac{E_{пл} A_{пл}}{E_{ст} A_{ст}} \right) \frac{A_{ст}}{A_{мп}}. \quad (4)$$

Модуль упругости металлопластиковой арматуры, выраженный через модуль упругости стеклопластика,

$$E_{мп} = E_{пл} \left( 1 + \frac{E_{ст} A_{ст}}{E_{пл} A_{пл}} \right) \frac{A_{пл}}{A_{мп}}. \quad (5)$$

Проверим полученные зависимости экспериментально.

Во-первых, определим величину сцепления стеклопластика с бетоном. Прочность сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном определяется классическим способом – сопротивлением выдергиванию стержней из бетонного образца. Для оценки используется среднее напряжение по длине заделки,  $\tau_c$ , которое определяется как отношение выдергивающей силы к боковой поверхности стеклопластиковой арматуры, находящейся в бетоне:

$$\tau = \frac{N}{\pi \varnothing l_{ан}}$$

Образцы для испытаний изготавливались из стеклопластиковых стержней  $\varnothing 7,5$  мм. По концам стержни заделывались в бетонные цилиндры  $\varnothing 100$  мм на глубину 100, 80 и 60 мм.

Испытания на вырыв выполнялись на разрывной машине. Образцы при испытании устанавливались в специально разработанные захваты оригинальной конструкции, предусматривающие два варианта разрушения:

- за счет нарушения сцепления на границе «стержень–бетон»;
- за счет отрыва бетонного конуса.

При первом варианте разрушения вырыв осуществлялся через отверстие в сдерживающей пластине захвата диаметром, большим диаметра стержня всего в два раза –  $\varnothing 15$  мм. Таким образом, искусственно сдерживалось образование отрыва по бетонному конусу, и разрушение происходило по границе «стержень–бетон». Во втором варианте отверстие в сдерживающей пластине захвата имело диаметр в 10 раз больше диаметра стержня  $\varnothing 75$  мм, то есть, не сдерживалось разрушение с образованием отрыва по бетонному конусу.

Результаты испытаний приведены в таблицах 1 и 2.

**Таблица 1. Определение сцепления стеклопластиковых стержней и отверстия в сдерживающей пластине  $\varnothing 15$  мм**

№ п/п	$\varnothing$ , мм	$l_{ан}$ , мм	$A, \text{м}^2 \times 10^{-4}$	N, кН	$\tau$ , МПа	$\tau_{ср}$ , МПа
1	7,5	60	13,188	15,2	10,76	10,82
2	7,5	60	13,188	16,0	11,48	
3	7,5	60	17,584	20,4	10,83	
4	7,5	80	17,584	21,8	11,57	
5	7,5	80	17,584	21,0	11,14	
6	7,5	107	23,519	24,4	9,68	
7	7,5	107	23,519	26,0	10,31	

**Таблица 2. Определение сцепления стеклопластиковых стержней и отверстия в сдерживающей пластине  $\varnothing 75$  мм**

№ п/п	$\varnothing$ , мм	$l_{ан}$ , мм	$A, \text{м}^2 \times 10^{-4}$	N, кН	$\tau$ , МПа	$\tau_{ср}$ , МПа
1	7,5	100	21,98	24,0	10,19	10,14
2	7,5	98	21,54	24,2	10,48	
3	7,5	107	23,52	24,6	9,76	

В результате проведенных испытаний установлено, что наименьшая величина усилия вырыва получается при варианте, обеспечивающем разрушение с образованием отрыва по бетонному

конусу. Величина сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном составляет 9,68 МПа и более, то есть, примерно такая же, как и у стальной арматуры периодического профиля.

Во-вторых, для работы при деформировании металлопластиковой арматуры необходимо знать величину сцепления стальных стержней и эпоксидного компаунда, склеивающего стеклоармированный. С этой целью были изготовлены образцы из гладкой арматуры Ø4 мм и арматуры периодического профиля Ø5 мм. С одного конца стержни помещались в стальные трубки Ø32 мм на глубину до 100 мм и заливались эпоксидным компаундом.

Прочность сцепления стальной арматуры с эпоксидным компаундом также определялась сопротивлением выдергиванию стержней из образца.

Результаты испытаний приведены в таблицах 3 и 4.

**Таблица 3. Определение сцепления гладких стержней с эпоксидным компаундом**

№ п/п	Ø, мм	$l_{ан}$ , мм	$A, м^2 \times 10^{-4}$	N, кН	$\tau$ , МПа	$\tau_{ср}$ , МПа
1	4	91	11,43	13,4	11,70	11,08
2	4	94	11,80	13,6	11,53	
3	4	94	11,80	11,8	10,00	

**Таблица 4. Определение сцепления стержней периодического профиля с эпоксидным компаундом**

№ п/п	Ø, мм	$l_{ан}$ , мм	$A, м^2 \times 10^{-4}$	N, кН	$\tau$ , МПа	$\tau_{ср}$ , МПа
1	5	95	14,92	18,4	12,33	13,04
2	5	98	15,39	19,2	12,48	
3	5	90	14,13	20,2	14,30	

В результате испытаний установлено, что величина сцепления стержней периодического профиля на 20 % больше величины сцепления гладких стержней. Сцепление стальных стержней с эпоксидным компаундом немного больше сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном, что будет положительно влиять на работу металлопластиковой арматуры в бетонных конструкциях.

Проведенные испытания подтверждают предположения о равенстве относительных деформаций стального стержня и стеклопластиковой оболочки металлопластиковой арматуры.

В-третьих, проведены испытания стержней стеклопластиковой и металлопластиковой арматуры на растяжение с наклеенными на образцы тензодатчиками (рисунок 1).

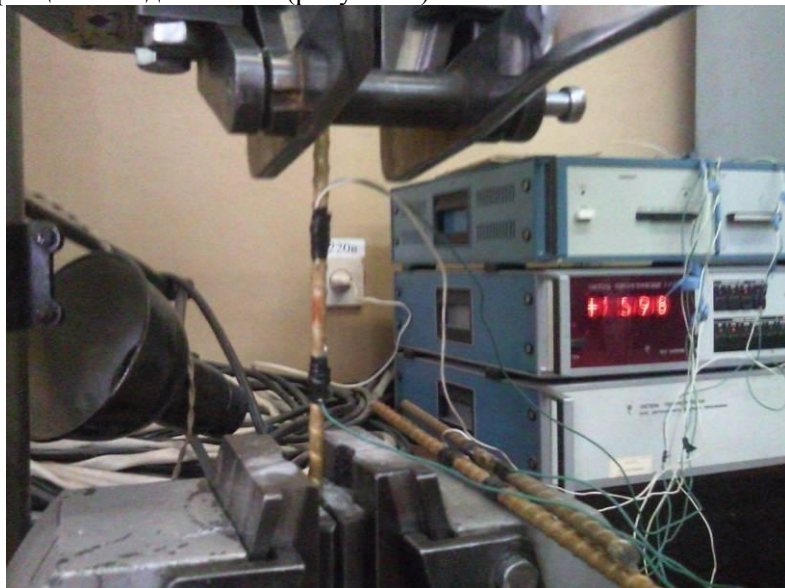


Рисунок 1. Испытание металлопластиковой арматуры

Испытывались три образца металлопластиковой арматуры  $\varnothing 7$  мм и один образец стеклопластиковой арматуры  $\varnothing 7,5$  мм. Общая площадь поперечного сечения металлопластиковой арматуры  $A_{мп} = 0,385 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ , площадь стального стержня  $\varnothing 4$  мм  $A_{ст} = 0,1256 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ , площадь стеклопластиковой оболочки  $A_{пл} = 0,2594 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ . Площадь поперечного сечения стеклопластиковой арматуры  $A = 0,442 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ . По результатам испытаний строились зависимости относительных деформаций образцов от растягивающих напряжений (рисунок 2) и определялись модули упругости.

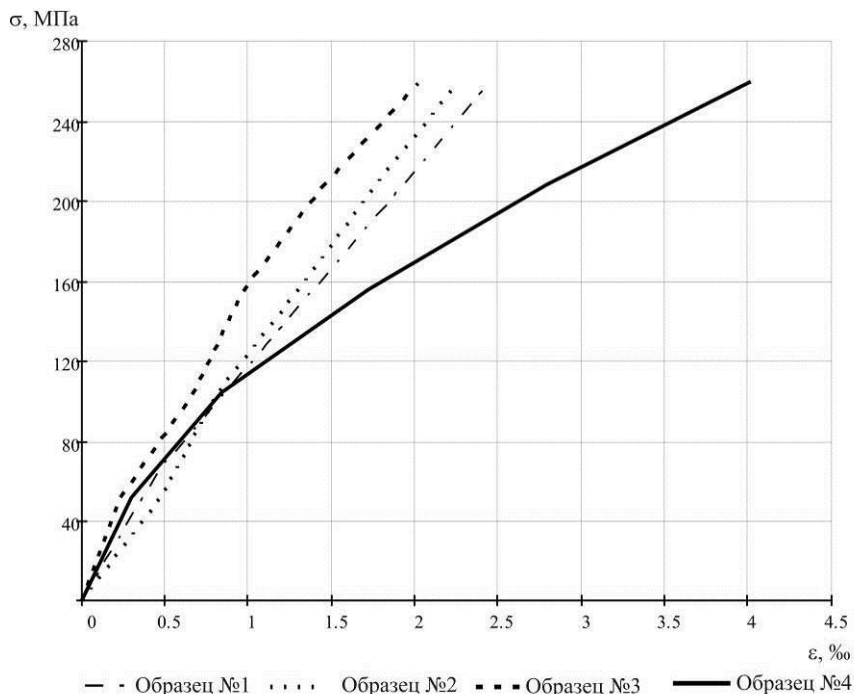


Рисунок 2. Зависимости относительных деформаций образцов от растягивающих напряжений

Модули упругости для образцов из металлопластиковой арматуры составили  $E_{мп,1} = 106 \times 10^3$  МПа,  $E_{мп,2} = 109 \times 10^3$  МПа,  $E_{мп,3} = 115 \times 10^3$  МПа. Среднее значение модуля упругости металлопластиковой арматуры  $E_{мп} = 110 \times 10^3$  МПа. Модуль упругости стеклопластиковой арматуры  $E_{пл} = 56 \times 10^3$  МПа.

Определим модуль упругости металлопластиковой арматуры по полученным зависимостям (4) и (5) подставив в них  $E_{ст} = 200 \times 10^3$  МПа,  $E_{пл} = 56 \times 10^3$  МПа. При расчете по обеим зависимостям получается, что модуль упругости металлопластиковой арматуры  $E_{мп} = 103 \times 10^3$  МПа, что на 6 % отличается от модуля упругости металлопластиковой арматуры, полученного экспериментальным путем.

**Выводы.** Увеличение модуля упругости стеклопластиковой арматуры можно добиться путем помещения внутрь стального стержня. Таковую арматуру можно назвать металлопластиковой.



Сцепление стального стержня с эпоксидным компаундом, склеивающим стеклоровинг в металлопластиковой арматуре, достаточное для их совместного деформирования.

Полученные зависимости для определения модуля упругости металлопластиковой арматуры, через соотношения модулей упругости и площадей стального стержня и стеклопластиковой оболочки, хорошо подтверждаются проведенными испытаниями.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет и проектирование трехслойных железобетонных панелей с гибкими связями из базальтопластика // Рекомендации разработаны и утверждены Государственным предприятием «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.». Зарегистрированы РУП «Стройтехнорм» за № 089 от 22.12.2011.

2. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.03.01–84\*; введ. 01.07.2003. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45.046

**ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ ПРЕДЛОЖЕНИЙ  
ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ  
МЕСТНОМ СРЕЗЕ**

*ТАМКОВИЧ С.Ю.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Как показывают различные литературные источники, вопросами продавливания плоских железобетонных плит начали заниматься еще в середине прошлого века. Наиболее известны работы *Kinnunen* [1], *Мое* [2] и др. Экспериментальные результаты, полученные различными авторами, позволили выявить влияние прочности бетона и пролетов среза, геометрии плит и площадок передачи нагрузок, типа продольного и поперечного армирования, нагельного эффекта в арматуре, углов наклона поверхностей пирамиды продавливания. Исследования большинства авторов были направлены на получение эмпирических зависимостей для определения продавливающего усилия в бетоне с учетом перечисленных выше факторов. На основании этого было решено провести оценку точности и надежности методик, предлагаемых различными авторами.

**Методы расчета.** В таблице 1 дана сводка аналитических выражений и коэффициентов, входящие в формулы рассматриваемых методик. При этом для наглядности анализа и упрощения аналити-

ческих зависимостей рассмотрен только вариант продавливания плиты перекрытия без поперечной арматуры центрально сжатой колонной. Анализ различных предложений по расчету железобетонных элементов без поперечной арматуры на местный срез показал, что подходы авторов незначительно отличаются от методов, регламентированных нормативными документами. В большинстве методик предельное состояние конструкций характеризуется образованием усеченной пирамиды, основание которого очерчено контуром грузовой площадки, и образующие которой наклонены под углом к горизонтали и используются эмпирические зависимости, близкие по характеру.

**Таблица 1. Зависимости для расчета плит на продавливание**

Модель	Зависимость
<i>Gardner</i> [6]	$V_{Rd,c} = 0,66 \cdot \left( 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{0,5} \right) \cdot \rho \cdot f_y \cdot f_{cm}^{1/3} \cdot \left( \frac{d}{u} \right)^{0,5} \cdot u \cdot d,$
<i>Sistonen</i> [7]	$V_{Rd,c} = V_c + V_r,$ $V_c = \beta \cdot \xi \cdot f_{ct}^{2/3} \cdot \pi \cdot D + 1,4d \cdot h, \text{ где } \xi = \sqrt{\frac{200}{d}}; \beta = 0,40.$ $V_r = f_{vr} \cdot \pi \cdot D + 3d \cdot d, \text{ где } f_{vr} = 0,75 \left( \frac{f_y}{500} \cdot 100\rho \right)^{1/3}$
<i>Rankin</i> [8]	$V_{Rd,c} = 1,66 \sqrt{f_{ck}} \cdot c + d \cdot d \cdot 100\rho^{1/4}$
<p>В приведенных зависимостях сохранены обозначения, предложенные авторами:  <math>f_{ck}, f_{ct}</math> — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенное с обеспеченностью 0,95, [МПа]; <math>f_{cm}</math> — среднее сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95 [МПа]; <math>c</math> (<math>D</math>) — длина (диаметр) грузовой площадки; <math>f_y</math> — нормативное сопротивление продольной арматуры [МПа]; <math>u</math> — периметр площадки нагружения; <math>\rho</math> — коэффициент продольного армирования; <math>d</math> — рабочая высота.</p>	

Учитывая то, что предлагаемые зависимости определялись по средним характеристикам материалов и авторами предполагается расчет по нормативным характеристикам материалов, и как следствие, коэффициенты надежности для определения расчетных значений усилий не закладывались, определении индексов надежности предлагаемых методик расчета является затруднительным. На осно-

вании этого было решено на первом этапе, оценить точность всех рассматриваемых методик расчета с помощью банка экспериментальных данных.

Далее на втором этапе было выполнено определение индексов надежности, при этом для получения расчетных значений использовались значения среднеквадратических отклонений и коэффициентов запаса, регламентированные отечественными нормами СНБ 5.03.01–02 [3] и СНиП 3.03.01–87 [4]. Таким образом, можно сказать следующее, что в результате определялась возможность использования этих методик на территории Республики Беларусь.

При анализе предлагаемых методик был выполнен расчет по определению разрушающего усилия для некоторых методик при продавливании плит из тяжелого бетона при различных значениях параметров, входящих в формулы. Результаты расчета представлены на рисунке 1 в виде графика соотношения разрушающих усилий при продавливании к прочности бетона.

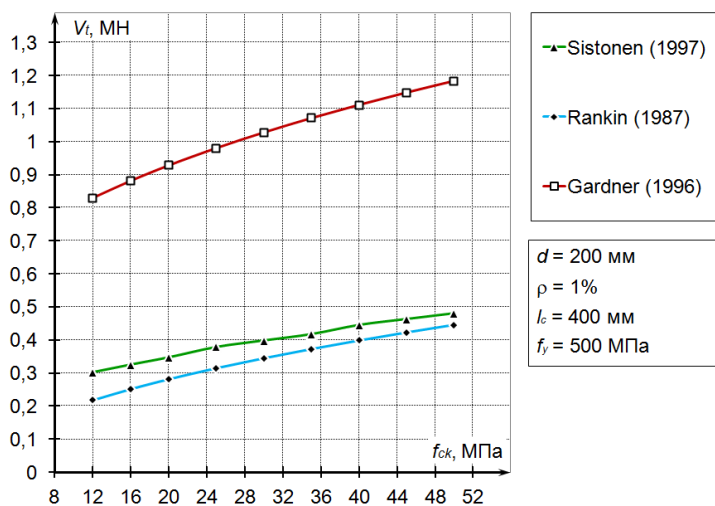


Рисунок 1. Изменение значений разрушающих усилий при местном срезе  $V_i$  в зависимости от прочности бетона  $f_{ck}$

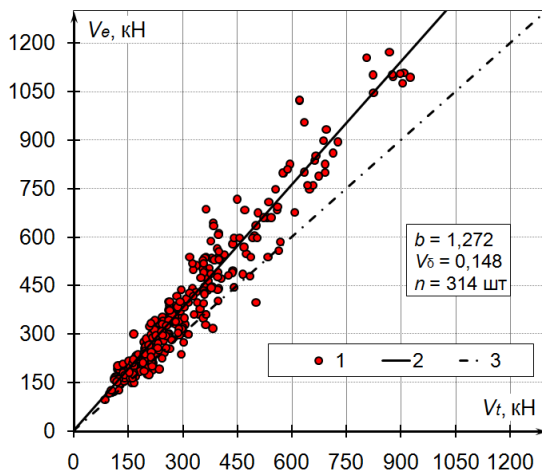
Анализ полученных результатов показал, что прочности плит на продавливание для методик, предложенных *Sistonen* [7] и *Rankin* [8] имеют небольшой разброс и при расчете по этим зависимостям по-

лучаются более «осторожные» значения несущей способности по сравнению с методикой *Gardner* [6], при использовании которой были получены значения, значительно превышающие значения, полученные по зависимостям *Sistonen* [7] и *Rankin* [8].

Точность методик расчета выполнялась согласно приложению D ТКП ЕН 1990 [5] и диаграммы сравнения полученных теоретических и экспериментальных значений представлены на рисунках 2...4. А в таблице 2 представлены средние значения и коэффициенты вариации  $V_\delta$  величины рассеяния  $\delta$ .

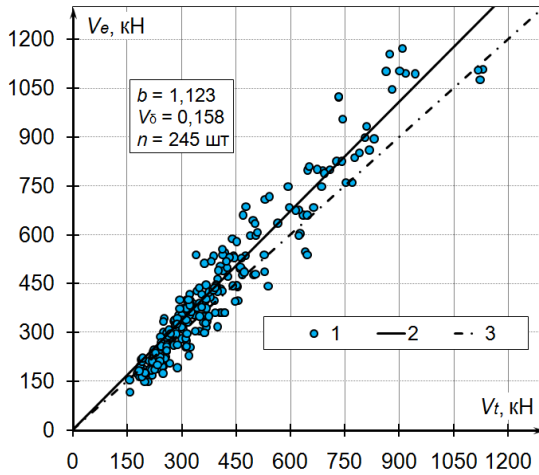
**Таблица 2. Основные результаты оценки точности методов расчета**

Параметры	Нормы проектирования		
	Gardner [6]	Rankin [8]	Sistonen [7]
Поправка среднего значения $b$	1,272	0,934	1,123
Коэффициент вариации $V_\delta$ величины рассеяния $\delta$	0,148	0,159	0,158



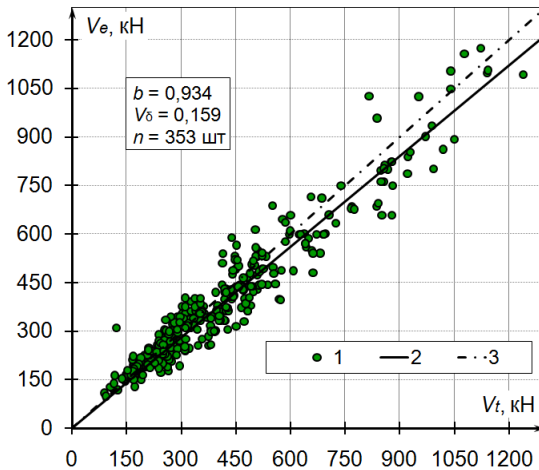
1 — основная выборка базы данных; 2 — линия, соответствующая уравнению  $V_e = b \cdot V_t$ ; 3 — линия, соответствующая равенству  $V_e = V_t$ .

Рисунок 2. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности образцов  $V_e$  с теоретическими по *Gardner* [6] значениями  $V_t$ .



1 — основная выборка базы данных; 2 — линия, соответствующая уравнению  $V_e = b \cdot V_t$ ; 3 — линия, соответствующая равенству  $V_e = V_t$ .

Рисунок 3. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности образцов  $V_e$  с теоретическими по *Sistonen* [7] значениями  $V_t$ .



1 — основная выборка базы данных; 2 — линия, соответствующая уравнению  $V_e = b \cdot V_t$ ; 3 — линия, соответствующая равенству  $V_e = V_t$ .

Рисунок 4. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности образцов  $V_e$  с теоретическими по *Rankin* [8] значениями  $V_t$ .

Как видно из диаграмм и таблицы 2 предлагаемые методики дают различные средние значения и коэффициенты вариации. При этом поправки среднего значения находятся в интервале от 0,868 до 1,272, а коэффициенты  $V_8$  от 0,148 до 0,217.

**Оценка надежности методов расчета.** Оценка надежности методов расчета была выполнена согласно приложения D [5] с учетом изменчивости базисных переменных.

В качестве базисных переменных  $X$ , оказывающих воздействие на рассматриваемое предельное состояние, приняты следующие переменные, которые были представлены в таблице 3. Значения производных функции сопротивления из-за громоздкости аналитических выражений определялись численным дифференцированием.

Номинальные (принимаемые для расчета) размеры площадки нагружения  $l_c$ , рабочей высоты сечения  $d$ , значения погонной площади арматуры  $A_{s0}$  и пролетов указываются в проектной документации, а предельные отклонения этих размеров устанавливаются техническими условиями на устройство и изготовление конструкций. При этом среднеквадратические отклонения большинства базисных переменных приняты равными половине предельного отклонения, устанавливаемого соответствующими стандартами на материалы и изготовление конструкций. Для оценки надежности предлагаемых методик, как уже говорилось выше, приняты отклонения, регламентированные отечественными стандартами.

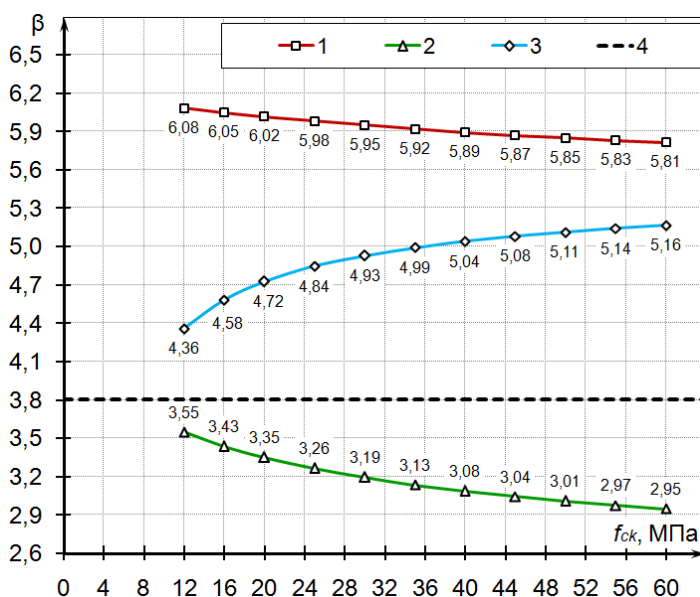
**Таблица 3. Базисные переменные**

Базисная переменная	Наименование	Обозначение (размерность)
$X_1$	Прочность бетона при осевом сжатии (растяжении)	$f_c (f_t)$ (МПа)
$X_2$	Рабочая высота сечения	$d$ (мм)
$X_3$	Длина (диаметр) площадки нагружения	$l_c (l_{cc})$ (мм)
$X_4$	Погонная площадь арматуры	$A_{s0}$ (мм)
$X_5$	Прочность продольной арматуры	$f_y$ (МПа)

Результаты расчетов показали, что различия в индексах надежности при разных исходных данных являются незначительными, поэтому для наглядности показаны только варианты вычислений при следующих исходных данных:

- рабочая высота сечения  $d = 150$  мм;
- процент армирования  $\rho = 1\%$ ;
- длина (диаметр) площадки нагружения  $l_c = 400$  мм ( $l_{cc} = 450$  мм);
- прочность продольной арматуры  $f_y = 550$  МПа.

Результаты вычисления значений обеспечиваемого нормами расчета индекса надежности  $\beta$  приведены на рисунке 5. Для получения расчетных значений функций сопротивления использовались коэффициенты надежности по материалам, регламентированные отечественными нормами СНБ 5.03.01–02 [3].



1 — Gardner [45]; 2 — Rankin [75]; 3 — Sistonen [88]; 4 — линия  $\beta = 3,8$

Рисунок 5. Зависимость значений индекса надежности  $\beta$  от значений прочности бетона  $f_{ck}$

Как видно из рисунка 5 при расчете для всех методик изменение значений индекса надежности  $\beta$  происходит нелинейно.

При расчете по методикам Gardner [6] и Rankin [8] на всем диапазоне прочностей бетона наблюдается снижение значений индекса надежности. При этом значение индекса надежности для методики



*Rankin* [8] на всем диапазоне прочностей бетона меньше установленного для конструкций класса надежности RC2 значения  $\beta=3,8$ , а для методики *Gardner* [6] при всех прочностях бетона значения  $\beta$  находятся в пределах 5,81...6,08, что указывает на чрезмерную надежность конструкций и на наличие запасов несущей способности.

При расчете по методике *Sistonen* [7] значения индекса надежности возрастают на всем диапазоне прочностей и находятся в интервале от 4,36 до 5,16, что также указывает на надежность конструкций и на наличие запасов несущей способности.

Следует отметить, что для методик *Gardner* [6] и *Sistonen* [7] наблюдается превышение значениями индекса надежности значения  $\beta=3,8$ , что указывает на необходимость выполнения корректировки методик расчета с целью снижения запасов несущей способности, а также на возможность использования данных методик при разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь, в то время как для методики *Rankin* [8] вообще необходимо пересмотреть подход к расчету на местный срез.

**Заключение.** Анализ различных предложений по расчету железобетонных элементов без поперечной арматуры на местный срез показал, что подходы авторов незначительно отличаются от методов, регламентированных нормативными документами. В большинстве методик предельное состояние конструкций характеризуется образованием усеченной пирамиды, основание которого очерчено контуром грузовой площадки, и образующие которой наклонены под углом к горизонтали и используются эмпирические зависимости, близкие по характеру.

Результаты оценки надежности методик расчета, предлагаемых различными авторами показали, что для методик *Gardner* [6] и *Sistonen* [7] наблюдается превышение значениями индекса надежности значения  $\beta=3,8$ , что указывает на необходимость выполнения корректировки методик расчета с целью снижения запасов несущей способности, а также на возможность использования данных методик при разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь, в то время как для методики *Rankin* [8] вообще необходимо пересмотреть подход к расчету на местный срез.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Kinnunen, S. Punching of concrete slabs without shear reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander // Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. — No. 158, 1960.
2. Мое, J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads // Development Department Bulletin №. D47, Portland Cement Association.— 1961.— 130 p.
3. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции. РУП «Стройтехнорм». — Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. — 139 с.
4. Строительные нормы и правила. Несущие и ограждающие конструкции: СНиП 3.03.01–87 Введен 01.07.1988. — М., АПП ЦИТП Госстроя СССР, 1991.—192 с.
5. ТКП EN 1990–2011 Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. / МАиС РБ. – Минск, 2012.– 74 с.
6. Gardner, N. Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength / N. Gardner // ACI Structural Journal.— 1990.— Vol. 87, № 1.— P. 66–71.
7. Sistonen, E. The geometrical model of the calculation formula of the punching shear capacity of the reinforced concrete slab / E. Sistonen, S. Huovinen // Helsinki University of Technology. — 1997. — 132 p. (in Finish).
8. Rankin, G. I. Predicting the enhanced punching strength of interior slab column–connections/ G. I. Rankin, A. E. Long// Proceedings of the institutions of civil engineers. — 1987. — Vol. 82. — P. 327–346.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК [624.012.45:539.413.3](043.3)

**К РАСЧЕТУ ПОВЫШАЮЩИХ ДИНАМИЧЕСКИХ  
КОЭФФИЦИЕНТОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ПРИ НЕЛИНЕЙНЫХ  
РАСЧЕТАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В  
УСЛОВИЯХ ВНЕЗАПНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗКИ**

*ТУР А.В.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

**В настоящей статье на базе энергетического подхода к оценке реакции конструктивной системы на особое воздействие, теоретически получены и экспериментально обоснованы зависимости для вычисления динамических повышающих коэффициентов, применяемых в нелинейных квазистатических расчетах.**

**Article is presented method of evaluation dynamic increase factor (DIF) for assessment of robustness of structural systems in accidental design situation. Proposed method is based on energy saving approach for structural element with suddenly applied load.**

**Ключевые слова**

Живучесть, нагрузка, сопротивление, кривизна.  
Robustness, load, resistance, curvature.

**Введение**

При оценке живучести конструктивных систем при внезапном удалении вертикальных элементов необходимо выполнять нели-

нейные динамические расчеты. При этом внезапное удаление вертикального элемента, как правило, моделируется внезапным приложением гравитационной нагрузки. Как показывает анализ, выполнение нелинейных динамических расчетов с одной стороны является достаточно трудоемким и требует применения специальных вычислительных комплексов, в которых реализованы нелинейные расчетные процедуры, а с другой стороны – сопряжено с целым рядом неопределенностей, особенно в случае железобетонных конструкций (параметры демпфирования, история нагружения). В связи с этим, в практике проектирования применяют квазистатические нелинейные расчеты, в рамках которых динамические эффекты учитывают введением повышающих динамических коэффициентов к статическим гравитационным нагрузкам, приложенным на потенциально возможной площади обрушения.

Следует отметить, что до настоящего времени не было предложено обоснованных зависимостей для вычисления значений динамических повышающих коэффициентов, применяемых в нелинейных статических расчетах железобетонных элементов.

В настоящей статье на базе энергетического подхода к оценке реакции конструктивной системы на особое воздействие, теоретически получены и экспериментально проверены зависимости для вычисления динамических повышающих коэффициентов, применяемых в нелинейных квазистатических расчетах.

### **1. Построение квазистатической диаграммы для нелинейно деформируемой системы**

Для решения задачи на основе энергетического баланса системы для первого полупериода колебаний рассмотрим функцию, описывающую нелинейное сопротивление системы. Функция нелинейного сопротивления системы может быть получена либо с использованием, так называемых, детальных методов нелинейных моделей метода конечных элементов или упрощенных методов для определенного уровня дискретизации конструктивной системы [2]. Представленные методы применительно к железобетонным конструкциям более подробно рассмотрены в [3].

Для основной формы колебаний равенство работы внешних сил на перемещении  $\Delta_d$  и внутренней энергии системы достигается тогда, когда равны площади  $S_{OABC} = S_{ODC}$  (рис. 1).

Работа внешних сил  $W_i$ , для соответствующего уровня приложения гравитационной нагрузки  $P_i = \lambda_i P_0$  при динамическом перемещении  $\Delta_{d,i}$ , равна:

$$W_i = \lambda_i P_0 \cdot \Delta_{d,i} \quad (1)$$

Потенциальная энергия деформации системы  $U_i$  в общем случае может быть определена:

$$U_i = \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}, \quad (2)$$

где интеграл  $\int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}$  представляет собой площадь, заключенную под функцией, описывающей нелинейную статическую реакцию “ $F - \Delta_{st}$ ” при динамическом перемещении  $\Delta_{d,i}$ .

Приравнявая (1) и (2) и решая относительно  $P_i = \lambda_i P_0$ , получаем:

$$P_i = \lambda_i P_0 = \frac{1}{\Delta_{d,i}} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st} \quad (3)$$

Из выражения (3) видно, что внезапно приложенная гравитационная нагрузка  $P_i$  вызывает максимальное динамическое перемещение  $\Delta_{d,i}$ , такое же по величине, как и усредненное статическое сопротивление, определенное для области  $[0; \Delta_{d,i}]$ .

С помощью предложенного подхода для практического применения из статической нелинейной реакции может быть перестроена зависимость, связывающая максимальное динамическое перемещение с соответствующими уровнями внезапно приложенной гравитационной нагрузки (“ $P_i - \Delta_{d,i}$ ”). Эту модифицированную кривую следует определять как квазистатическую нелинейную диаграмму,

представляющую собой максимальную динамическую реакцию конструктивной системы при внезапном приложении гравитационной нагрузки.

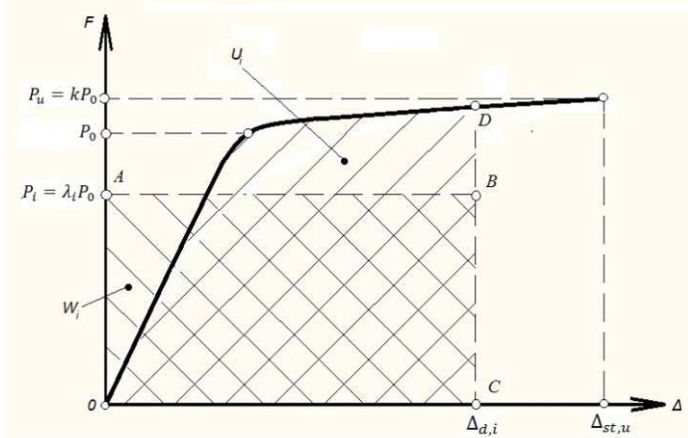


Рисунок 1. К построению квазистатической диаграммы “ $P - \Delta_d$ ” по максимальным динамическим перемещениям для соответствующего уровня нагружения

Для построения квазистатической диаграммы может быть предложен достаточно простой алгоритм, представленный в работе [3]. Следует отметить, что при использовании аппроксимированных диаграмм “ $F - \Delta$ ” алгоритм существенно упрощается, т.к. для построения квазистатической диаграммы достаточно рассмотреть и определить два уровня нагружения – соответствующих достижению динамического перемещения  $\Delta_{d,y}$  (достижение текучести в растянутой арматуре, образование пластического шарнира) и предельного  $\Delta_{d,u}$ .

Такой подход, основанный на энергетическом балансе системы, является довольно точным для систем с одиночной динамической степенью свободы с сосредоточенной массой, приложенной в узле, в котором внезапно удаляется вертикальный элемент.

После внезапного удаления колонны преобладающим является вертикальное движение массы, и горизонтальные инерционные силы можно не учитывать ввиду их малости. При данном подходе не учитывается эффект вязкого демпфирования системы в отличие от

расчетов конструктивных систем на сейсмические воздействия, когда учитывается несколько циклов колебаний. Кроме того, при реализации сценария внезапного приложения нагрузки расчет ограничивается одним полупериодом колебаний, когда достигаются максимальные динамические перемещения.

Для реальных конструктивных систем представленный подход является упрощенным, поскольку фактически массы являются распределенными, а не сосредоточенными. Тем не менее, как показано в работах [2, 4], если система имеет одну преобладающую форму колебаний, как в случае внезапного удаления колонны, динамическая реакция может быть достаточно точно определена как для системы с сосредоточенной массой.

Упрощенный динамический расчет, базирующийся на энергетическом балансе системы, обеспечивает очевидные расчетные преимущества по сравнению с детальным нелинейным динамическим расчетом конструктивной системы при внезапном удалении вертикальной опоры.

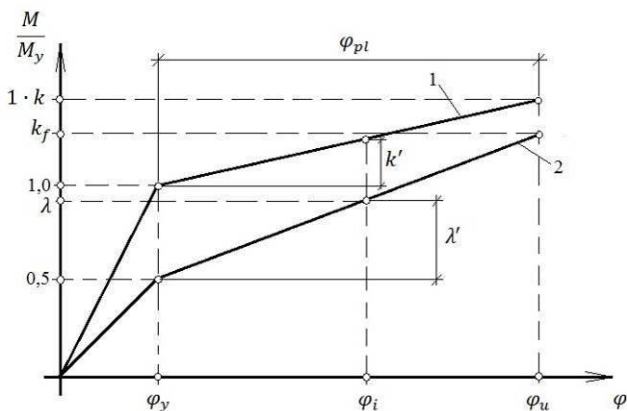
## **2. Зависимость для вычисления динамических повышающих коэффициентов для гравитационных нагрузок при нелинейных квазистатических расчетах**

Опираясь на положения энергетического подхода, можно вывести зависимость для вычисления динамического повышающего коэффициента (*DIF*) при различных уровнях нагружения  $\lambda$  и характеристик пластической деформативности элемента (например, в случае свободно–опертых балок – пластическая кривизна  $\varphi_{pl}$ ).

Как видно из диаграмм, показанных на рисунке 2, для любого произвольного уровня нагружения  $\lambda'$  в интервале от 0 до  $(k_f - 0,5)$  кривизна  $\varphi_i$  может быть записана:

$$\text{– для динамической диаграммы: } \frac{\varphi_{pl}}{(k_f - 0,5)} \cdot \lambda' + \varphi_y = \varphi_i \quad (4)$$

$$\text{– для статической диаграммы: } \frac{\varphi_{pl}}{(k-1)} \cdot k' + \varphi_y = \varphi_i \quad (5)$$



1 – статическая диаграмма; 2 – динамическая диаграмма  
 Рисунок 2. К выводу расчетной зависимости для вычисления динамического повышающего коэффициента (*DIF*)

Приравнявая уравнения (4) и (5), получаем:

$$k' = \lambda' \frac{(k-1)}{(k_f - 0,5)} \quad (6)$$

Динамический коэффициент *DIF* определяем как отношение статического усилия  $(1+k')$  к динамическому усилию  $(0,5+\lambda')$  при одинаковом уровне деформаций  $\varphi_i$ :

$$DIF = \frac{1+k'}{0,5+\lambda'} \quad (7)$$

или с учетом (6):

$$DIF = \frac{1 + \lambda' \frac{k-1}{k_f - 0,5}}{0,5 + \lambda'} \quad (8)$$

Коэффициент  $k_f = \frac{F_{u,d}}{F_y}$  ( $k_f = \frac{M_{u,d}}{M_y}$ ) определяется по предельной

кривизне  $\varphi_u$  (вертикальном перемещении  $\Delta_u$ ):

$$k_f \cdot \varphi_u = \frac{1}{2} \varphi_y [1 + (1+k)(\eta_\varphi - 1)] \quad (9)$$



или

$$k_f = \frac{1}{2\eta_\varphi} [1 + (1+k)(\eta_\varphi - 1)] \quad (10)$$

Подставляя (10) в формулу (8), окончательно получаем:

$$DIF = \frac{1}{0,5 + \lambda'} + \frac{2\lambda'\eta_\varphi(k-1)}{k(\eta_\varphi - 1)(0,5 + \lambda')} \quad (11)$$

В формуле (11) приняты следующие обозначения:  $\lambda' = \lambda - 0,5$  – коэффициент, описывающий уровень нагружения в интервале от  $0,5 F_y$  до  $0,95 F_y$  ( $F_y$  – обобщенное усилие, соответствующее достижению текучести в растянутой арматуре, например,  $M_y$  для изгибаемых элементов);  $k$  – коэффициент, показывающий превышение предельного усилия над усилием текучести ( $k = \frac{F_u}{F_y}$  или

$k_f = \frac{M_u}{M_y}$ );  $\eta_\varphi$  – коэффициент пластической деформативности,

определяемый  $\eta_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$ ;  $\varphi_u, \varphi_y$  – кривизна, соответствующая предельной кривизне и текучести арматуры.

Формула (11) представляет зависимость динамического повышающего коэффициента DIF от уровня нагружения  $\lambda'$  (в интервале от 0 до  $k_f - 0,5$ ) и коэффициента  $\eta_\varphi$ .

Принимая во внимание, что при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях уровень нагружения составляет не менее  $0,8 F_y$  (при этом  $\eta_\varphi > 2$ ) формула (11) может быть преобразована к виду, пригодному для определения повышающих динамических коэффициентов при выполнении нелинейных динамических расчетов (при  $k = 1,1$ ;  $\lambda' = 0,4$ ):

$$DIF = 1,11 + 0,08 \frac{\eta_\varphi}{\eta_\varphi - 1} \quad (12)$$

Учитывая, что  $\eta_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$ , а  $\varphi_{pl} = \varphi_u - \varphi_y$ , формула (12) может

быть преобразована к виду:

$$DIF = 1,11 + 0,08 \left( \frac{\varphi_y}{\varphi_{pl}} + 1 \right) \quad (13)$$

или:

$$DIF = 1,11 + 0,08 \left( \frac{\theta_y}{\theta_{pl}} + 1 \right), \quad (14)$$

где  $\theta_y$  – угол поворота, соответствующий достижению текучести в растянутой арматуре;  $\theta_{pl}$  – пластический угол поворота.

### **3. Верификация зависимостей для вычисления повышающих динамических коэффициентов на фоне опытных данных**

Для подтверждения представленных теоретических положений, относящихся к применению энергетического подхода и решению квазистатических задач при оценке сопротивления изгибаемых железобетонных элементов, была разработана методика и проведены испытания балок при внезапном приложении нагрузок.

Испытаниям подвергали железобетонные балки прямоугольного сечения, которые отличались длиной пролета, геометрическими размерами поперечного сечения, коэффициентами армирования ( $\rho_l$  и  $\rho_l'$ ), прочностными характеристиками бетона (4 серии, 54 испытания).

Конструкция опытных балок и методика проведения эксперимента приведены в работе [3].

В таблице 1 представлено сравнение теоретических и опытных значений динамических повышающих коэффициентов для опытных балок.

Как видно из данных, приведенных в таблице 1, зависимости, предложенные для вычисления динамических повышающих коэффициентов, могут быть использованы в практических расчетах. Выявленные отклонения опытных и расчетных значений повышающих динамических коэффициентов являются результатом погрешностей

измерений относительных деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона.

**Таблица 1. Сравнение теоретических и опытных значений динамических повышающих коэффициентов для опытных балок**

Обозн. балки	$\lambda$	Значение динамического коэффициента, DIF				(5) (3)	(6) (3)	(5) (4)	(6) (4)
		теоретич.		опытные					
		по $P-\Delta$	по (11)	по $\Delta_i$	по $\epsilon_s$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б1-хд*	0,41	2,0	2,0	1,98	1,89	0,99	0,945	0,99	0,945
	0,56	1,81	1,81	1,78	1,73	0,983	0,956	0,983	0,956
	0,73	1,43	1,42	1,38	1,29	0,965	0,902	0,97	0,908
	0,91	1,16	1,16	1,21	1,24	1,04	1,07	1,04	1,07
Б2-хд	0,32	2,0	2,0	2,0	1,91	1	0,955	1	0,955
	0,66	1,71	1,6	1,73	1,8	1,01	1,05	1,08	1,125
	0,82	1,4	1,26	1,38	1,43	0,986	1,02	1,1	1,135
Б3-хд	0,21	2,0	2,0	1,97	2,0	0,985	1	0,985	1
	0,62	1,78	1,76	1,81	1,62	1,02	0,91	1,03	0,92
	0,72	1,57	1,56	1,57	1,57	1	1	1,006	1,006
Б4-хд	0,3	2,0	2,0	1,97	1,98	0,985	0,99	0,985	0,99
	0,48	2,0	2,0	1,98	2,01	0,99	1,005	0,99	1,005
	0,61	1,92	1,92	1,59	1,47	0,828	0,766	0,828	0,766
	0,7	1,69	1,69	1,68	1,59	0,994	0,941	0,994	0,941

### Заключение

С использованием положений энергетического подхода разработаны правила построения квазистатических диаграмм “усилие–перемещение” и на их основе получены аналитические зависимости для вычисления динамических повышающих коэффициентов, применяемые при выполнении нелинейных квазистатических расчетов железобетонных элементов.

Установлено, что величина повышающего динамического коэффициента, зависит от уровня нагружения, характеристик пластиче-

ской деформативности конструктивных элементов, включая значения параметрических точек диаграммы, описывающей нелинейную статическую реакцию конструктивного элемента.

Разработана методика и выполнены экспериментальные исследования железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки. Сравнение максимальных динамических перемещений и динамических повышающих коэффициентов, полученных по предложенным зависимостям, с результатами испытаний опытных балок показало их удовлетворительную сходимость, что дает основание рекомендовать их для выполнения практических расчетов при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. General Actions – Accidental Actions (ТКП ЕН 1991–1–7 – Общие воздействия. Часть 7. – Особые воздействия): EN 1991–1–7.
2. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings/ G. Vlassis. – London, 2009. – 416 p.
3. Тур, А.В. Соппротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: автореф. дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ А. В. Тур; Брест, 2012. – 26 с.
4. Menchel, K. Progressive collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computation Procedures: diss. D. Eng. / K. Menchel. – Brussels, 2009. – 122 p.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.046.5/624.014

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ НАДЕЖНОСТИ  
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В РАМКАХ  
МЕТОДА ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ**

*ТУР В.В.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

*НАДОЛЬСКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

Анализ базовых расчетных положений и уровня надежности, обеспечиваемого европейской системой норм (Еврокоды) по расчету строительных конструкций представляет большой интерес в связи с современным процессом гармонизации норм проектирования. Данные, полученные из таких исследований Еврокодов, полезны для разработки национальных приложений, а также для улучшения и гармонизации норм проектирования. Ответ на этот вопрос требует достаточно обширных и комплексных исследований.

В данной статье обобщены результаты работ [6–8], связанных с исследованиями в области надежности строительных конструкций в свете современных требований нормативных документов. В статье [6] выполнен анализ уровней проектной надежности стальных кон-

струкций, запроектированных в соответствии с ТКП EN и СНиП, действующих на территории Республики Беларусь. В статье [7] представлены результаты сопоставления уровней проектной надежности стальных конструкций, запроектированных в соответствии с нормами Российской Федерации и Евросоюза. В статье [8] получены значения частных коэффициентов необходимые для обеспечения регламентированного уровня надежности по ТКП EN 1990 [13].

### 1. Детерминированный расчет

В основу Еврокодов, СП и СНиП положен метод предельных состояний с использованием системы частных коэффициентов. Общая формулировка проверки предельного состояния несущей способности стального элемента имеет схожий характер (таблица 1).

**Таблица 1. Проверки предельных состояний несущей способности (по прочности и устойчивости) конструктивного элемента**

	Проверка по прочности	Проверка по устойчивости
EN 1993-1-1 [3] ТКП EN 1993-1-1 [14]	$E_d \leq z f_y / \gamma_{M0}$	$E_d \leq z \chi f_y / \gamma_{M1}$
СНиП II-23 [9]	$\gamma_n F / z \leq \gamma_c R_y = \gamma_c R_{yn} / \gamma_m$	$\gamma_n F / (\varphi z) \leq \gamma_c R_y$
СП 16.13330 [11]	$\gamma_n C_m / z \leq \gamma_c R_y = \gamma_c R_{yn} / \gamma_m$	$\gamma_n C_m / (\varphi z) \leq \gamma_c R_y$

В таблице приняты следующие обозначения:  $E_d$  – расчетный эффект воздействия (внутренне усилие);  $C_m$  – нагрузка для основного сочетания;  $z$  – геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления);  $\chi$  и  $\varphi$  – понижающие коэффициенты для соответствующей формы потери устойчивости;  $f_y$  – характеристическое значение предела текучести стали;  $R_y$  – расчетное значение предела текучести;  $R_{yn}$  – нормативное значение предела текучести;  $\gamma_{M0}$  – частный коэффициент для проверки предельного состояния по прочности;  $\gamma_{M1}$  – частный коэффициент для проверки предельного состояния по устойчивости;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности здания.

В таблице 2 представлены правила составления расчетных сочетаний нагрузок и воздействий на конструкции в постоянных рас-

четных ситуациях для случая, когда действуют постоянная, переменная полезная и снеговая нагрузки.

**Таблица 2. Правила составления расчетных сочетаний нагрузок и воздействий на конструкции в постоянных расчетных ситуациях**

Нормы проектирования	Расчетное значение эффекта воздействий
EN 1990 [2] ТКП EN 1990 [13]	$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{0,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}$ (7) альтернативная схема $E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{0,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{0,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}$ (8) $E_d = \xi \gamma_G G_k + \gamma_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{0,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}$ (9)
СНиП 2.01.07 [10]	$F = \gamma_G^* G_k^* + \gamma_{0,1}^* \psi_{0,1}^* Q_{k,1}^* + \gamma_{0,2}^* \psi_{0,2}^* Q_{k,2}^*$ (10) $F = \gamma_G^* G_k^* + \max[\gamma_{0,1}^* Q_{k,1}^*; \gamma_{0,2}^* Q_{k,2}^*]$ (11)
СП 20.13330 [12]	$C_m = \gamma_G^* G_k^* + \gamma_{0,1}^* \psi_{t,1}^* Q_{k,1}^* + \gamma_{0,2}^* \psi_{t,2}^* Q_{k,2}^*$ (12)

Имеются также отличия в классификации нагрузок и в способах назначения характеристических (нормативных) значений. Эти аспекты отражены в таблицах 3 и 4.

**Таблица 3. Сравнение подходов к нормированию параметров сопротивления и эффектов воздействий в нормативных документах Евросоюза и Российской Федерации [7]**

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты EN СП	
Постоянная нагрузка	$G_k^* / G_k = 1$	$\gamma_G = 1.35$ ; $\xi = 0.85$	$\gamma_G^* = 1.2$
Полезная нагрузка	$Q_k^* / Q_k = 0.7 \dots 1$	$\gamma_Q = 1.5$ ; $\psi_{0,Q} = 0.7$	$\gamma_Q^* = 1.3$ или $1.2$ ; $\psi_{t,1} = 1$ или $\psi_{t,2} = 0.9$
Снеговая нагрузка	$S_k^* / S_k = 0.79$ $0.77$ $0.76$	$\gamma_S = 1.5$ ; $\psi_{0,S} = 0.5$	$\gamma_S^* = 1.4$ ; $\psi_{t,1} = 1$ или $\psi_{t,2} = 0.9$
Предел текучести	$R_{yn} / f_y = 1$	$\gamma_{M0} = 1$	$\gamma_c = 1$ ; $\gamma_m = 1.025$
Дифференциация надежности	–	$k_{FI} = 1$	$\gamma_n = 1$

**Таблица 4. Сравнение подходов к нормированию параметров сопротивления и эффектов воздействий в нормативных документах Республики Беларусь [6]**

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты	
		ТКП EN СНИП	
Постоянная нагрузка	$G_k^* / G_k = 1$	$\gamma_G = 1.35 ;$ $\xi = 0.85$	$\gamma_G^* = 1.2$
Полезная нагрузка	$Q_k^* / Q_k = 1$	$\gamma_Q = 1.5 ;$ $\psi_{0,Q} = 0.7$	$\gamma_Q^* = 1.3$ or $1.2 ;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Снеговая нагрузка	$S_k^* / S_k = 0.83$	$\gamma_S = 1.5 ;$ $\psi_{0,S} = 0.6$	$\gamma_S^* = 1.5$ or $1.6 ;$ $\psi_S^* = 0.9$
Предел текучести	$R_{yn} / f_y = 1$	$\gamma_{M0} = 1.025$	$\gamma_c = 1 ; \gamma_m = 1.025$
Дифференциация надежности	–	$k_{FI} = 1$	$\gamma_n = 0.95$

## 2. Анализ надежности

Для рассматриваемого предельного состояния (проверки предельного состояния несущей способности по прочности) функция состояния  $g(X)$ , характеризующая запас прочности конструктивного элемента, в общем виде может быть записана как:

$$g(X) = K_R z f_y - K_E [G + C_{0,Q1} Q_1(t) + C_{0,Q2} Q_2(t)] \quad (13)$$

где  $K_R$  и  $K_E$  случайные переменные, характеризующие соответственно ошибки расчетных моделей сопротивления и эффектов воздействий;  $C_{0,Qi}$  – не зависящая от времени переменная, характеризующая ошибку модели воздействий (полезной и снеговой нагрузок)

Для сочетания переменных во времени нагрузок принята модель нагрузок Ferry Borges – Castanheta совместно с правилом Turkstra. Базовый период отнесения  $T$  принят равным 50 лет.

Важным этапом в определении частных коэффициентов вероятностными методами является определение вероятностных моделей базисных переменных. Как правило, выделяют две группы базисных переменных: одни оказывающие влияние на модель сопротивления, а другие на модель эффектов воздействий (внутренних уси-



лий). В силу различных факторов, изучение моделей базисных переменных должно производиться систематически.

**Таблица 6. Вероятностные модели базисных переменных при анализе надежности для территории Республики Беларусь [6]**

Переменная	Обозн.	Распред.	$\mu_X$	$V_X$
Постоянная нагрузка	$G$	Normal	$G_k$	0.10
Полезная нагрузка(50лет)	$Q_{50years}$	Gumbel	$0.6Q_k$	0.35
Снеговая нагрузка(50лет)	$S_{50years}$	Gumbel	$1.04S_k$	0.20
Предел текучести	$f_y$	LogNormal	$1.14f_y$	0.08
Ошибка модели сопротивления	$K_R$	LogNormal	1.15	0.05
Ошибка модели эффекта воздействия	$K_E$	LogNormal	1.0	0.10

**Таблица 5. Вероятностные модели базисных переменных при анализе надежности для территории Российской Федерации [7]**

Переменная	Обозн.	Распред.	$\mu_X$	$V_X$
Постоянная нагрузка	$G$	Normal	$G_k$	0.10
Полезная нагрузка(5лет)	$Q_{5years}$	Gumbel	$0.2Q_k$	1.10
Полезная нагрузка(50лет)	$Q_{50years}$	Gumbel	$0.6Q_k$	0.35
Ошибка модели полезной нагрузки	$C_{0Q}$	LogNormal	1.0	0.10
Снеговая нагрузка(1год)	$S_{5years}$	Gumbel, $V_{S,1} = 0.5$	$0.44S_k$	0.50
Снеговая нагрузка(50лет)	$S_{50years}$	$V_{S,1} = 0.3$	$1.08S_k$	0.16
		Gumbel, $V_{S,1} = 0.5$	$1.10S_k$	0.20
		$V_{S,1} = 0.7$	$1.11S_k$	0.22
Ошибка модели снеговой нагрузки	$C_{0S}$	LogNormal	1.0	0.15
Предел текучести	$f_y$	LogNormal	$1.14f_y$	0.08
Ошибка модели сопротивления	$K_R$	LogNormal	1.15	0.05
Ошибка модели эффекта воздействия	$K_E$	LogNormal	1.0	0.10

### 3. Сравнение индексов надежности

Для оценки уровня надежности использовался метод теории надежности 1-го порядка (FORM). Для анализа различных соотношений нагрузок использованы безразмерные параметры нагруже-

ния  $\chi$  и  $k$ . Параметр нагружения  $\chi$  представляет собой долю переменных воздействий в полной величине воздействий:

$$\chi = (Q_{k,1} + Q_{k,2}) / (G_k + Q_{k,1} + Q_{k,2}) \quad (14)$$

Параметр нагружения  $\chi$  может изменяться практически от 0 (подземные конструкции, фундаменты) до 1 (локальные эффекты в подкрановых балках). Но для стальных конструкций наиболее распространенные значения параметра нагружения  $\chi$  от 0.4 до 0.8.

Параметр нагружения  $k$  характеризует соотношение между сопутствующей и доминирующей нагрузкой:

$$k = Q_{k,2} / Q_{k,1} \quad (15)$$

Для сравнения были построены графики зависимости индекса надежности  $\beta$  от параметра нагружения  $\chi$  для базового периода 50 лет.

### 3.1 Сравнение индексов надежности для территории Республики Беларусь [6]

На рисунке 1 представлена зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и полезной нагрузки.

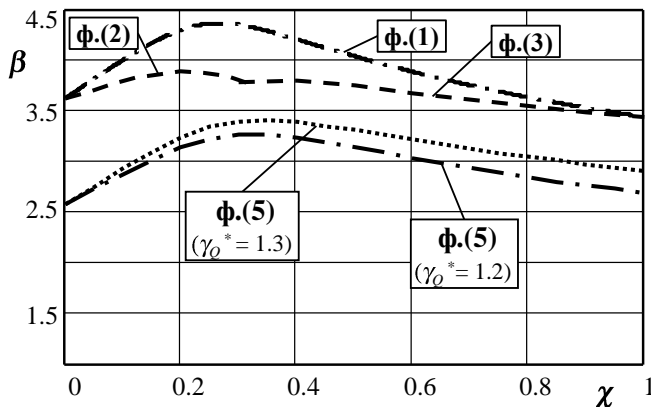


Рисунок 1. Зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и полезной нагрузки для территории Республики Беларусь

На рисунке 2 представлена зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и снеговой нагрузки. Для сочетания усилий согласно

СНиП [9] изменение частного коэффициента  $\gamma_s^*$  происходит при  $\chi \approx 0.6$ , что соответствует  $G_k^*/S_k^* = 0.8$ .

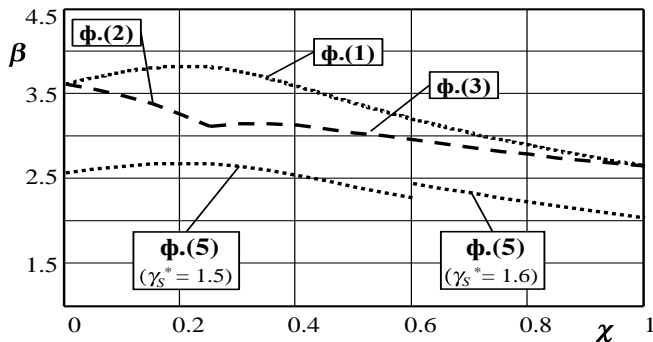


Рисунок 2. Зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и снеговой нагрузки для территории Республики Беларусь

### 3.2 Сравнение индексов надежности для территории Российской Федерации [7]

На рисунке 3 представлена зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и полезной нагрузки. Для сочетания усилий согласно выражению (6) принято  $\gamma_Q^* = 1.2$  и  $Q_k^*/Q_k = 0.7$  и 1.

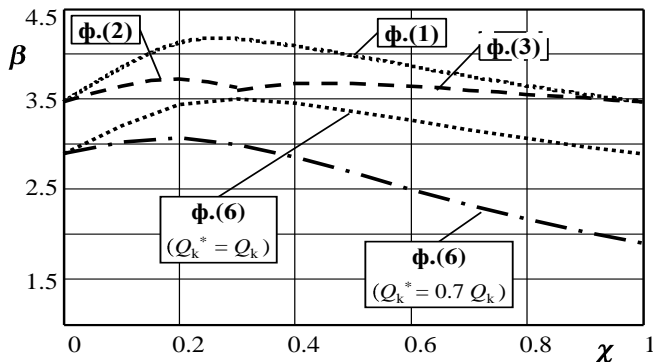


Рисунок 3. Зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и полезной нагрузки для территории Российской Федерации

На рисунке 4 представлена зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и снеговой нагрузки. Для снеговой нагрузки принят коэффициент вариации годовых максимумов веса снегового покрова равным  $V_{S,1} = 0.5$ . Дополнительно для сочетания усилий согласно

выражению (6) представлены зависимости  $\beta - \chi$  при коэффициенте вариации  $V_{S,1}$  равном 0.3 и 0.7.

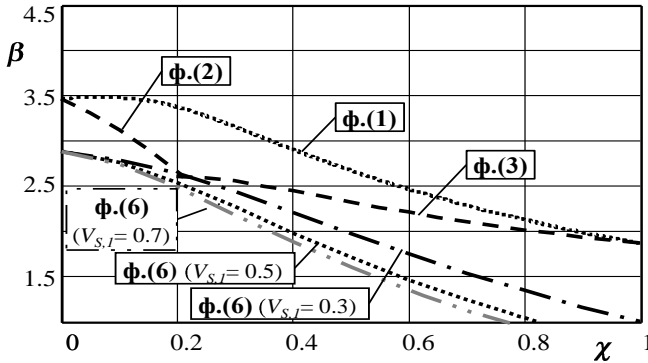


Рисунок 4. Зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной и снеговой нагрузки для территории Российской Федерации

На рисунке 5 представлен график зависимости  $\beta - \chi$  при действии постоянной, полезной и снеговой нагрузки. Отношение снеговой нагрузки к полезной принято 0.9. Для снеговой нагрузки принят коэффициент вариации годовичных максимумов веса снегового покрова равным  $V_{S,1} = 0.5$ . Для сочетания усилий согласно выражению (6) принято  $\gamma_{\sigma}^* = 1.2$  и  $1.3$  и  $Q_k^* / Q_k = 1$ .

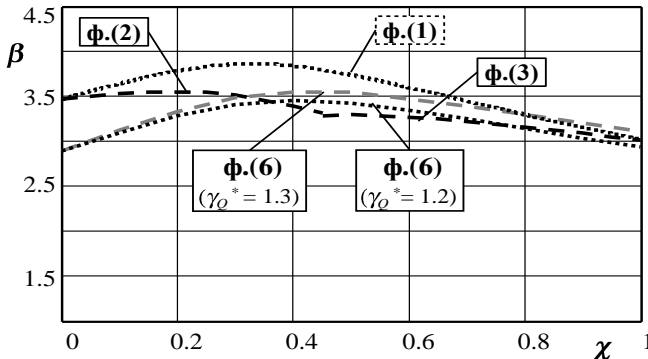


Рисунок 5. Зависимость  $\beta - \chi$  при действии постоянной, доминирующей полезной и сопутствующей снеговой нагрузки ( $k = 0.9$ ) для территории Российской Федерации

Анализ результатов статистического моделирования (рисунки 1–5) позволил выявить следующие значимые отличия в уровнях надежности по проектированию стальных конструкций:

1. Надежность конструкций при воздействии снеговой нагрузки ниже, чем при воздействии полезной нагрузки.

2. Нормативные документы СНиП и СП по расчету стальных конструкций обеспечивает меньший уровень надежности по сравнению с Еврокодами. За исключением случаев, когда сочетаются близкие по величине переменные нагрузки.

3. При данных вероятностных моделях базисных переменных и принятой системе частных коэффициентов расчеты согласно Еврокодам не обеспечивают требуемый уровень надежности по EN 1990 [13].

4. В СНиП и СП не регламентирован требуемый уровень надежности, поэтому невозможно сделать заключение о том, обеспечен или нет требуемый уровень надежности.

#### **4. Калибровка частного коэффициента для снеговой нагрузки при расчетах стальных конструкций для территории Республики Беларусь [8]**

Из рисунка 2 видно, что рекомендованная система частных коэффициентов при доминирующей снеговой нагрузке не может обеспечить требуемый уровень надежности согласно ТКП EN 1990 [13] (требуемое значение  $\beta_1 = 3.8$  для базового периода 50 лет). Аналогичные результаты получены и для условий Чешской Республики [4].

Основываясь на значениях коэффициентов чувствительности, полученные с использованием метода FORM при принятых вероятностных моделях, получены значения частных коэффициентов, необходимых для обеспечения требуемого уровня надежности.

$$\gamma_{Ri} = r_{k,i} / F_{Ri}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ri} \times \beta_1)]; \quad \gamma_{Ei} = F_{Ei}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ei} \times \beta_1)] / e_{k,i} \quad (16)$$

где  $F^{-1}(\cdot)$  – обратная функция распределения;  $r_{k,i}$  – характеристическое значение переменных входящих в модель сопротивления;  $e_{k,i}$  – характеристическое значение переменных входящих в модель эффекта воздействия (усилия);  $\alpha_i$  – коэффициенты чувствительности, полученные с использованием метода FORM;  $\beta_1$  – требуемое значение (целевой) индекс надежности, принятый равным 3.8.

Требуемые значения частных коэффициентов для сопротивления, постоянной и снеговой нагрузки приняты равными:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{Rd} \times \gamma_m; \quad \gamma_G = \gamma_{Sd} \times \gamma_g; \quad \gamma_Q = \gamma_{Sd} \times \gamma_{\mu} \times \gamma_{S50} \quad (17)$$

где  $\gamma_{Rd}$  – частный коэффициент, учитывающий погрешности модели сопротивления;  $\gamma_{Sd}$  – частный коэффициент, учитывающий погрешности, касающиеся воздействий и/или модели эффектов от воздействий;  $\gamma_m$  – частный коэффициент для свойства материала (предела текучести), учитывающий возможность неблагоприятных отклонений свойства материала от его характеристического значения;  $\gamma_g, \gamma_{S50}$  – частные коэффициенты соответственно для постоянной и снеговой нагрузки, учитывающие возможность нежелательного отклонения величины воздействия от репрезентативного значения;  $\gamma_{\mu}$  – частный коэффициент, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений для коэффициента формы снеговой нагрузки.

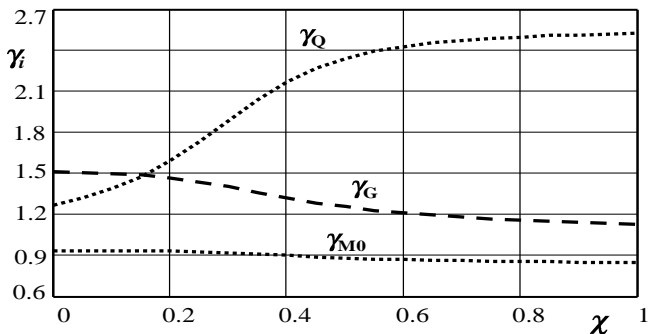


Рисунок 6. Требуемые значения частных коэффициентов для обеспечения индекса надежности  $\beta_t = 3.8$  при расчетах стальных конструкций

На рисунке 6 представлены требуемые значения частных коэффициентов в зависимости от параметра нагружения  $\chi$  необходимые для достижения индекса надежности  $\beta_t = 3.8$ . При рассматриваемых вероятностных моделях для предела текучести и ошибки модели сопротивления, частный коэффициент  $\gamma_{M0}$  изменяется в диапазоне от 0.85 до 0.95.

Значения частного коэффициента для постоянной нагрузки  $\gamma_G$  варьируется в пределах от 1.1 до 1.5. Значение частного коэффициента для снеговой нагрузки  $\gamma_Q$ , полученного из актуальных коэффициентов чувствительности, существенно отличается от рекомендуемого значения в ТКП EN 1990 [13]. Полученный частный коэффициент больше рекомендуемого значения ( $\gamma_Q = 1.5$ ) почти для всего диапазона параметра нагружения. Эти данные согласуются с результатами, полученными в работах [4, 5], а отчасти также с результатами, представленными в справочной документации [1] к Еврокоду [2].

Следует отметить что значения частного коэффициента  $\gamma_{M0}$  полученные по актуальным коэффициентам чувствительности являются меньшими 1, что входит в противоречие с базовыми положениями метода предельных состояний (в постановке метода частных коэффициентов – расчетное значение свойства материала не могут быть больше его характеристических значений). Тогда принимая в соответствии с Национальным приложением к ТКП EN 1993–1–1 [14] значение  $\gamma_{M0} = 1.025$  следует ожидать даже при предварительном оценивании, что значение частного коэффициента для снеговой нагрузки  $\gamma_Q$  будет находиться в интервале от 1.6 до 1.8.

Возможно при уровне надежности, регламентированным в ТКП EN 1990, более экономичным будет разработка специальных мероприятий для повышения надежности. Необходимо использовать расчеты живучести (robustness) для уменьшения возможного ущерба в результате появления экстремальных значений снеговой нагрузки. Достаточная надежность может быть достигнута адекватной системой связей, повышением сопротивления ключевых элементов, использованием вторичной защиты ключевых элементов и т.д.

Учитывая большую изменчивость и неопределённость снеговой нагрузки, возможно, необходимо выделить расчет на снеговую нагрузку в качестве особого воздействия для легких металлических конструкций.

Следует подчеркнуть, что представленные результаты существенно зависят от принятых моделей для базисных переменных, включая ошибки моделирования сопротивления и эффектов воздей-

ствия. Таким образом, результаты, полученные в этом исследовании, следует рассматривать как ориентировочные.

### **Заключение**

Представленный предварительный анализ уровней надежности, позволяет сделать следующие выводы:

1. Нормативные документы СНиП и СП по расчету стальных конструкций обеспечивает меньший уровень надежности по сравнению с европейской (Еврокоды). Основной причиной является разная обеспеченность нормативных значений нагрузок и отличия в системе частных коэффициентов.

2. В СНиП и СП не регламентированы показатели надежности, что не позволяет говорить об обеспечении требуемого уровня надежности. Это усложняет применение вероятностных методов расчета и дальнейшего развития метода частных коэффициентов.

3. В СНиП и СП более дифференцированная система частных коэффициентов, которая позволяет учесть в проверках более разнообразные условия.

4. Надежность конструкций при воздействии снеговой нагрузки, существенно ниже, чем при воздействии полезной нагрузки.

5. Рекомендуемые значения частных коэффициентов не обеспечивают достижения значения целевого индекса надежности, регламентированного базовым документом ТКП EN 1990 при проектировании стальных конструкций для условий Республики Беларусь;

6. Необходимо более детальное исследование вопроса обеспечения надежности строительных конструкций при действии экстремальных снеговых нагрузок, особенно для легких металлических конструкций.

7. Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации.

Для более точного и достоверного определения уровня надежности (вероятности отказа, индекса надежности) необходимо уточнять вероятностные модели базисных переменных. В частности в первую очередь для предела текучести и переменных нагрузок. Выявление требуемого уровня надежности для отечественных доку-



ментов с учетом сложившейся практики проектирования. Для получения более общих результатов сравнения надежности необходимо выполнить анализ с учетом ветрового воздействия.

## ЛИТЕРАТУРА

1. CEN/TC250 Background Document EC1:Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996.
2. EN 1990 Eurocode: Basis of structural design – Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
3. EN 1993–1–1 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings – Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
4. Holicky M., Sykora M. Partial Factors for Light–Weight Roofs Exposed to Snow Load. In Bris R., Guedes Soares C., Martorell S. (eds.), Supplement to the Proceedings of the European Safety and Reliability Conference ESREL 2009, Prague, Czech Republic, 7 – 10 September 2009. Ostrava: VŠB Technical University of Ostrava, 2009, p. 23–30.
5. Sadovsky Z., Pales D. Probabilistic optimization of partial safety factors for the design of industrial buildings // International Journal of Reliability, Quality and Safety Engineering. 2008. Vol. 15, No. 5(2008). P. 411–424.
6. Надольский В.В., Голицки М., Сикора М. Comparison of reliability levels provided by the Eurocodes and standards of the Republic of Belarus. Вестник МГСУ. 2013. № 2. С. 7—21
7. Надольский В.В., Голицки М., Сикора М., Тур В.В. Сопоставление уровней надежности, обеспечиваемых нормами Российской Федерации и Евросоюза. Вестник МГСУ. 2013 (в печати)
8. Надольский В.В., Тур В.В. Калибровка частного коэффициента для снеговой нагрузки при расчетах стальных конструкций. Вестник БрГТУ. – 2013. – № 1: Строительство и архитектура.
9. СНиП II–23–81\*. Стальные конструкции. М. : Госстрой, 1991.
10. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. М. : Госстрой, 1999.
11. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции (Актуализированная редакция СНиП II–23–81\*). М., 2011.

12. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85). М., 2011.

13. ТКП EN 1990. Еврокод. Основы проектирования конструкций. Минск, РУП «Стройтехнорм», 2011.

14. ТКП EN 1993–1–1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. Минск, РУП «Стройтехнорм», 2009.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45

**РАЗРАБОТКА ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ СЦЕПЛЕНИЯ  
С БЕТОНОМ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ**

*ХОТЬКО А.А., ЩЕРБАК Е.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Стеклопластиковая арматура, занимающая в последнее время определенную нишу на строительном рынке Республики Беларусь, имеет ряд преимуществ перед стальной арматурой, особенно при использовании в оксидной, морской и другой соляной среде. [1]. Однако, как за рубежом, так и в Республике Беларусь, ввиду отсутствия нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, имеются различия, как в технологии изготовления арматуры, так и в геометрических параметрах образующегося при производстве периодического профиля. При этом является очевидным тот факт, что обладая различными параметрами периодического профиля, стеклопластиковая арматура различных производителей будет иметь и различные характеристики сцепления с бетоном. Следует отметить, что согласно исследованиям различных авторов, именно зацепление за бетон выступов профиля и микронеровностей поверхности арматуры (по сравнению с остальными факторами) оказывают решающее влияние на совместную работу арматуры и бетона [4]. Все это требует проведения ис-

следований сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры и влияния периодического профиля на характеристики сцепления.

Напряженно–деформированное состояние элемента на участке активного сцепления достаточно сложное: происходит депланация поперечных сечений, арматура смещается относительно бетона, развиваются пластические деформации бетона, возникают трещины вокруг образца. Существуют различные методики испытаний арматурных стержней на сцепление с бетоном. Но наибольшее распространение получила методика, предусматривающая испытание на выдергивание арматуры из призмы, опертой на жесткую плиту. Большинство опытных данных получено именно по этой методике, что позволяет сравнивать полученные результаты с другими исследованиями по данной проблематике. Основным критерием для оценки сцепления при этом является величина сдвига стержня на различных стадиях его нагружения. Экспериментальных исследований сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном проводилось мало, данные ограничены. Поэтому нами были проведены попытки теоретического моделирования сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры на образцах на выдергивание из бетонных призм.

Проблемой разработки теории сцепления арматуры с бетоном занимались Холмянский М.М., Оатул А.А., Карпенко Н.И., Назаренко П.П., Веселов А.А., и др. [1, 3, 4]. Первый и наиболее значительный вклад в отечественную теорию сцепления арматуры с бетоном внес М.М. Холмянский. Для определения силовых и геометрических величин, определяющих напряженно–деформированное состояние участка активного сцепления, Холмянский М.М. предлагает принимать ряд упрощающих допущений. Принимается модель «арматура – контактный слой – оболочка». Сущность допущения состоит в выделении контактного слоя, к которому отнесен бетон, находящийся в зоне высоких напряжений. Считается, что деструктивные процессы, в частности контактные трещины, развиваются в пределах слоя небольшой толщины, близкой к шагу профилировки.

Предложения других авторов по построению теории сцепления арматуры с бетоном либо изменяют некоторые положения теории Холмянского М.М., либо приводят к значительным трудностям в его использовании, заметно не устраняя недостатков, к числу глав-

ных из которых следует отнести неполное отражение особенностей развития контактных трещин и отдельный учет напряжений сцепления и поперечного давления арматуры на бетон или вообще неучет поперечного давления [3, 4].

Попытка построить теорию, свободную от этих недостатков, принадлежит Н.И. Карпенко. Им применена модель, позволяющая прямым образом учитывать наличие контактных трещин. Существенно важно, что в его работе впервые сделана попытка практически полного моделирования контакта. Условные взаимные смещения в модели рассматриваются Н.И. Карпенко как перемещения концов консольных элементов, на которые трещины разделяют бетон контактного слоя.

Современные возможности электронно–вычислительных машин, позволяют подходить к решению ряда задач методом конечных элементов. Цель настоящей работы – исследование распределения напряжений (усилий) в бетонном блоке и арматурном стержне при выдергивании последнего из первого. Арматурный стержень замоничен в двух верхних третях блока и свободно проходит через нижнюю треть блока. Нижняя грань блока опирается на кольцевую опору, а нагрузка приложена к нижнему концу арматурного стержня. Применен шаговый процесс нагружения с применением численных методов высоких порядков точности. На каждом шаге с учетом проявляющихся нелинейных эффектов вычисляются перемещения узлов модели, усилия в стержнях шарнирно–стержневой модели и по ним напряжения в конечных элементах системы.

С помощью расчётного комплекса FEMAP v 11.0.1 нами была создана конечно элементная модель сцепления стеклопластиковой арматуры ( $E=55\text{Гпа}$ ) и бетона (C20/25 и C25/30) с шагом поперечных выступов (рифов) 15 мм и 20 мм. В расчетах при анализе напряженно–деформированного состояния использовались осесимметричные КЭ модели CQUADX4.

Необходимо отметить тот факт, что в модели риф имеет форму прямоугольника, а по факту это скорее трапеция. Изменение угла наклона выступов к образующей в пределах  $45^\circ$ – $90^\circ$  не сказалось на эффективности сцепления. Влияние наклона боковой поверхности на деформативность и прочность сцепления изучалась многими авторами. Выявлено, что угол наклона этих поверхностей (в преде-

лах  $45^\circ - 90^\circ$ ) и плавность их перехода к телу стержня не оказывают решающего влияния на сцепление арматуры с бетоном [3].

Корректное описание процесса разрушения связей сцепления арматуры с бетоном актуально для практики и требует при проведении КЭ расчетов учета разрывов (нарушения сплошности) в распределении полей перемещений. В рамках данного исследования нами получен ряд нелинейных КЭ решений задачи о вытягивании арматуры из бетонного блока на основе различных подходов учета сцепления и произведено их систематическое сравнение.

Рассматривали вытягивание стержневой профилированной арматуры из бетонного блока при нагружении силой равной 1592,4Н, что составляло  $1/360^\circ$  от 10000Н ( $=10000/2/3,14$ ). Геометрия объекта соответствует требованиям RILEM/CEB/FIB [2]. Нагрузка прикладывается к верхнему концу арматурного стержня. Контроль перемещений при построении диаграмм сцепления производился на контрольных точках.

Модель постоянно обновляется, уточняется сетка конечных элементов. В данном отчете риф, размерами 1,5x1,0 мм представлен в виде 16–ти КЭ. На рисунках 1,2 показана картина распределения напряжений в арматуре и бетоне, при этом красным цветом показаны растягивающие напряжения превышающие отметку 10МПа, а фиолетовым цветом сжимающие напряжения превышающие отметку 10МПа. Таким образом, самый сжатый элемент окрашен фиолетовым цветом, а растянутый – красным. Соответственно нейтральная зона будет принадлежать элементам с зелёным оттенком.

Напряжения (усилия) в арматурном стержне при небольших уровнях нагрузки убывают экспоненциально по всей длине моноличивания. По мере роста нагрузки и растрескивания бетона градиент убывания напряжений (усилий) по длине стержня резко увеличивается, а зона их распределения сокращается, локализуясь у начала моноличивания.

Проведенный анализ показал, что разница в напряжениях, возникающих в бетонной оболочке, зависит не только от класса бетона, но и от шага рифов. Причем настолько, что при увеличении расстояний между рифами с 15 мм до 20 мм оно сопоставимо с уменьшением класса бетона на одну позицию с С25/30 до С20/25, а именно в 1,07 раза, а на отдельных точках и 1,23 раза.

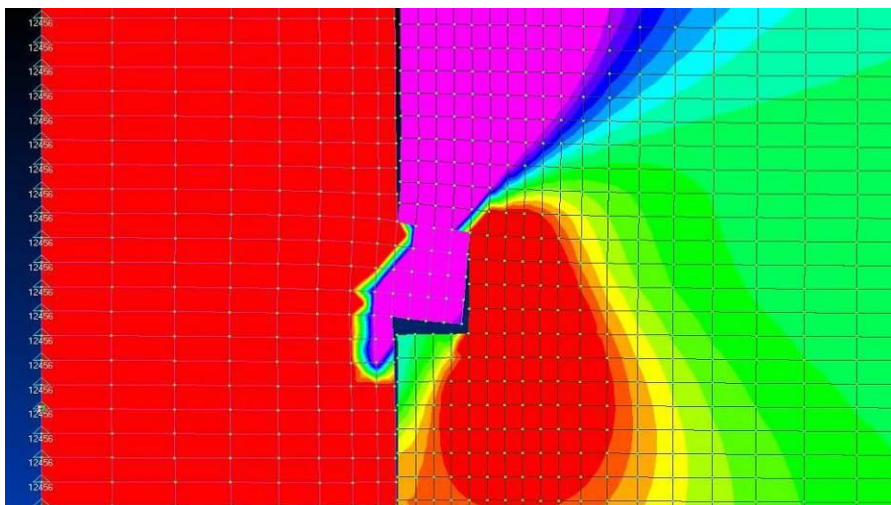


Рисунок 1. Распределение напряжений в стеклопластиковой арматуре и бетоне шаг рифов 15 мм

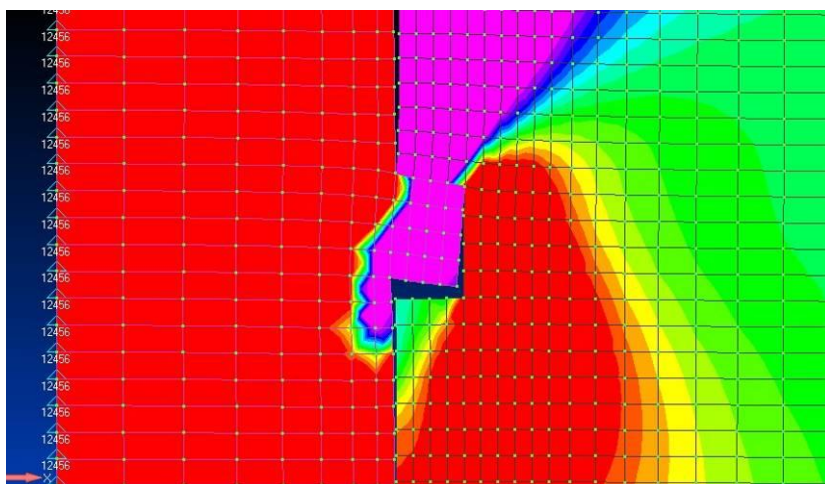


Рисунок 2. Распределение напряжений в стеклопластиковой арматуре и бетоне шаг рифов 20 мм

На данном этапе проводится подготовка к проведению экспериментальных исследований сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном для оценки адекватности построенной модели.

## ЛИТЕРАТУРА

1. R. Brown, A. Shukla and K.R. Natarajan. Fiber Reinforcement of Concrete Structures, University of Rhode Island, Dept. of Chemical Engineering, 2002 –51с.
2. RILEM/CEB/FIB. Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests. 1983. 8р.
3. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974. – 233 с.
4. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**ПЛАТФОРМЕННЫЙ СТЫК МНОГОПУСТОТНЫХ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ  
БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ В УСЛОВИЯХ  
ВОЗМОЖНОГО ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ**

*ЦЫМБАРЕВИЧ Т.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

*ТУР А.В.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

Анализ работы конструкций платформенного стыка в условиях прогрессирующего обрушения выполнен для объекта № 11–БФН–11 "Разработать строительный проект энергоэффективной 10–этажной блок–секции с элементами блокировки состава 2–2–3–3 с широким шагом внутренних поперечных несущих стен." разработанный научно–исследовательским и проектно–техническим республиканским унитарным предприятием "Институт жилища НИПТИС им. Атаева С.С." Расположение наружных (НС) и внутренних стен (ВС), перегородок (ПЖ) представлено на рисунке 1.

Монтажная схема стен типового этажа секции

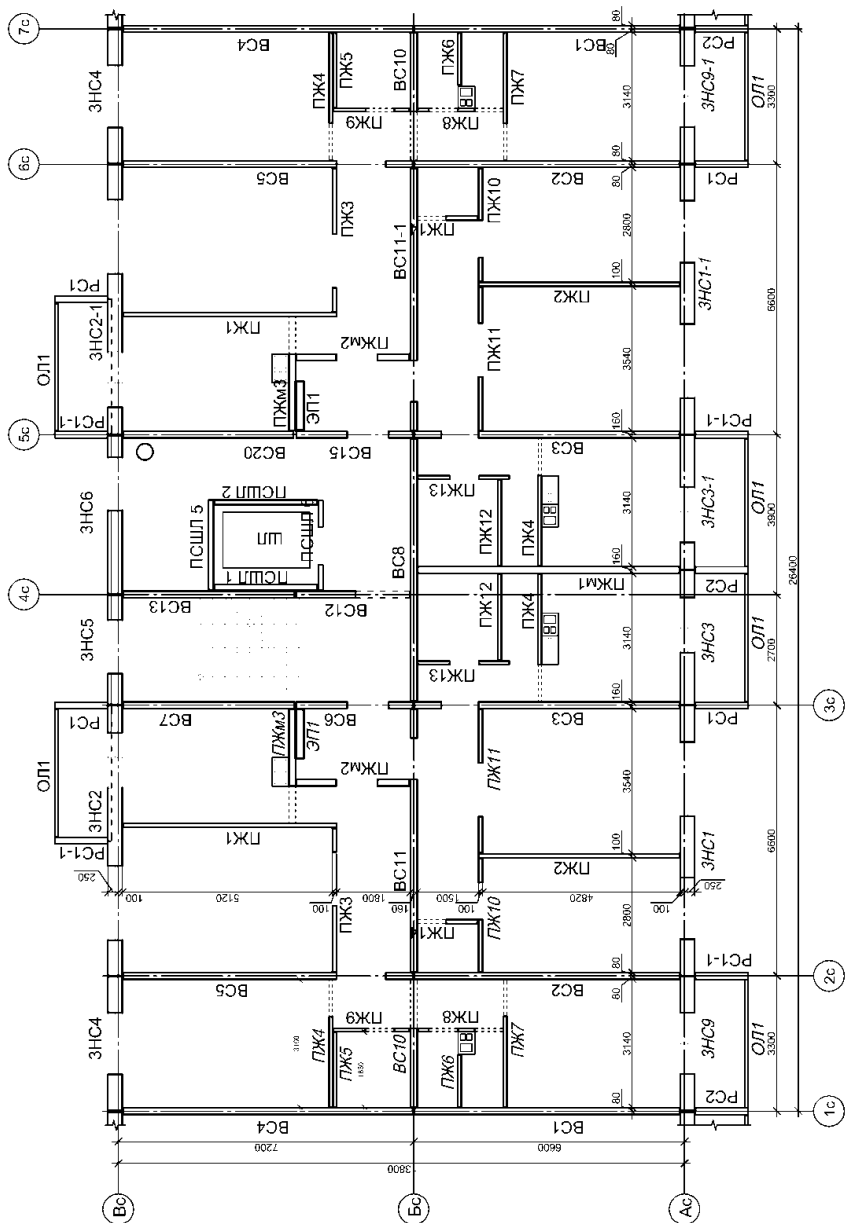


Рисунок 1. Монтажная схема стен типового этажа секции

На рисунке 1 видно, что в осях 3с–5с Ас–Бс располагаются кухни двух квартир. В случае взрыва бытового газа, взрывной волной может выключаться из работы внутренняя стена ВСЗ по оси 3с или 4с. Для анализа работы каркаса в случае локального разрушения стеновой панели выполнена математическая 3d модель всего здания. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–02 "Бетонные и железобетонные конструкции", на особую комбинацию сочетания нагрузок. Особая ситуация моделировалась без учета процесса локального разрушения, а принималась завершившимся процессом, выключившейся из работы стеновой панели.

Внезапное удаление промежуточной опоры учитывалось коэффициентом динамичности. Значение коэффициента динамичности принималось по работе [1], требований [2] и равен  $DIF=2,0$ .

По выполненному расчету каркаса можно сделать следующие выводы, которые будут учтены при анализе конструкций платформенного стыка. Несущая способность всех элементов каркаса ограничена, следовательно, пространственная работа конструкций ячейки над локальным разрушением должна обеспечивать допустимые усилия в элементах каркаса. Обеспечить такую работу конструкций можно используя следующие методы: принцип "балки Виренделя", работа каркаса по аналогии с фермой и мембранный эффект конструкций перекрытия по методике разработанной Эллингвундом. На уровне формирования решений по обеспечению живучести каркаса рассматриваемого здания был принят метод работы конструкции по аналогии с фермой, и на уровне конструкций для элементов перекрытия работу с учетом мембранного эффекта. Что бы обеспечить работу конструкций перекрытия с возникновением мембранного эффекта, было выполнено соответствующее конструирование платформенного стыка (рис. 2).

Напряженно деформированное состояние стыков многопустотных предварительно напряженных плит безопалубочного формирования в конструктивной системе каркасных зданий и зданий с продольными и поперечными несущими стенами в условиях возможного прогрессирующего обрушения в настоящее время не исследовалось.

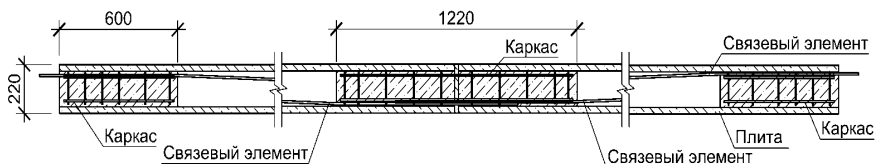


Рисунок 2. Конструирование платформенного стыка

Анализ конструкций платформенного стыка выполнен на основании математической модели, которая состоит из двух плит 1ПТМ 48.12.22–10S1400–1–W по Б1.041.1–4.08 «Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопалубочного формования на оборудовании фирмы «Weiler–Italia» для перекрытий и покрытий многоэтажных зданий». Восприятие усилий при изменении пролета плит обеспечивается модифицированной конструктивной системой, которая имеет замонolithicенные пустоты плит в пределах платформенного стыка на 600 мм в каждую сторону и стальными стержневыми–элементами связей в пустотах (рис. 2). Бетон для создания шпонок в пустотах применен класса  $C^{30}/_{37}$ . Для восприятия растягивающих усилий шпонки установлены сварные каркасы. Связевые элементы из арматуры класса S240 выполняются с трассировкой по линии главных растягивающих усилий. Расчетная конечно–элементная модель состоит из 154203 объемных элементов и 164563 узла (рис. 3).

Челтек2020v21\_2139

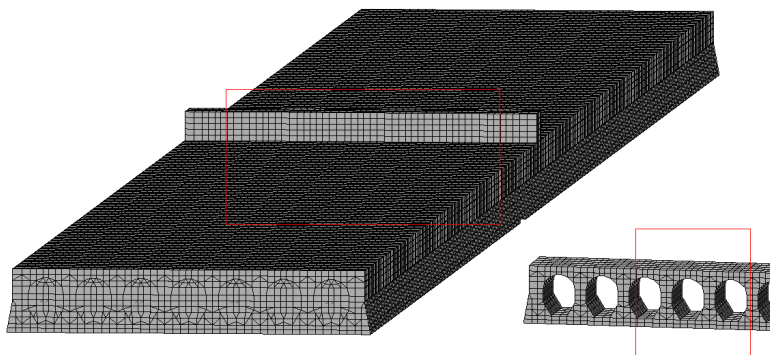


Рисунок 3. Конечно–элементная модель

Выполнен физически нелинейный расчет с заданием характеристик бетона по 21-ому закону нелинейного деформирования (экспоненциальный закон нормативной прочности), элементы арматурных каркасов, связи задавались процентом армирования в объемных КЭ непосредственно примыкающих к армирующему стержню. Решено несколько задач, в которых варьировались граничные условия, длина шпонки, расположение и количество связей. В результате были определены следующие параметры системы: жесткое защемление плит, длина шпонки 600 мм, 2 стержня Ø16 S240 расположенные в крайних пустотах.

Ниже описано напряженно-деформированное состояние элементов расчетной модели в условиях максимального предельного состояния.

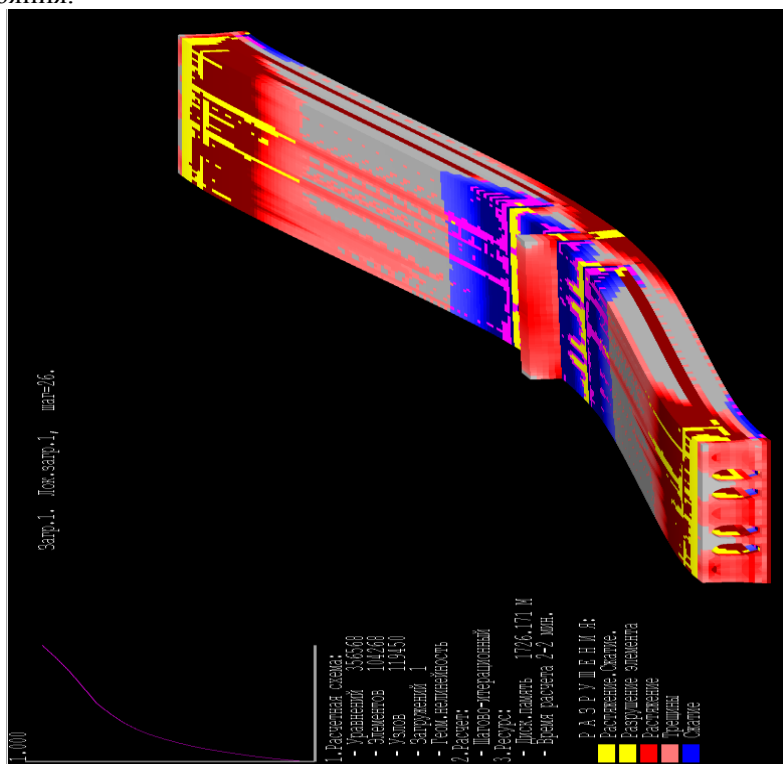


Рисунок 4. Видовое окно нелинейного решателя при полном приложении нагрузки к элементам испытываемых конструкций

Мозаика главных напряжений представлена на рисунке 5. Цветовая индикация главных напряжений в окне решателя представлена на рисунке 4. Значение главных сжимающих напряжений составило  $2240 \text{ т/м}^2$ , значение главных растягивающих напряжений составило  $184 \text{ т/м}^2$ .

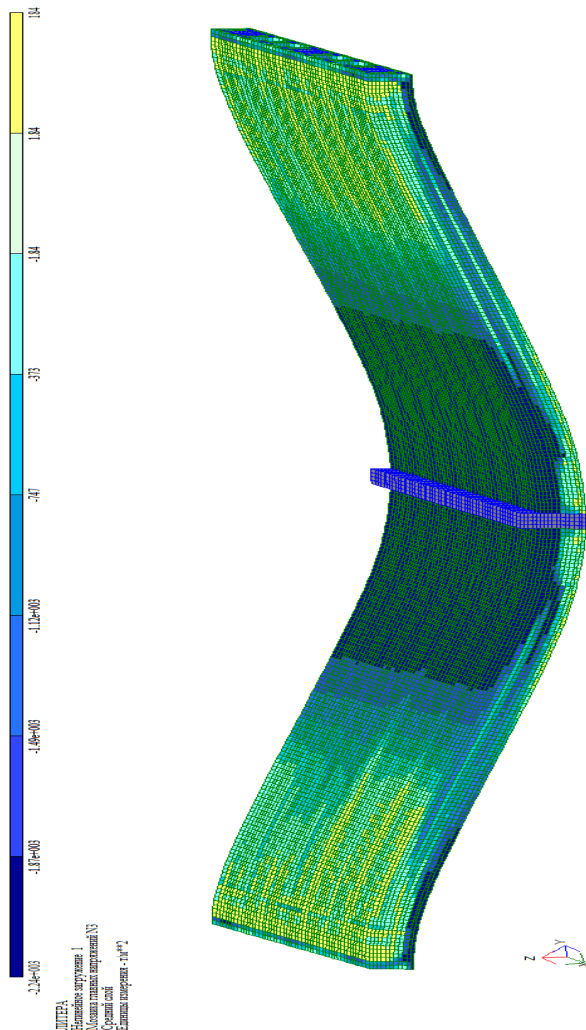


Рисунок 5. Мозаика главных напряжений

Вертикальные перемещения расчетной модели составили 380 мм (рис. 6) (значения в мм).

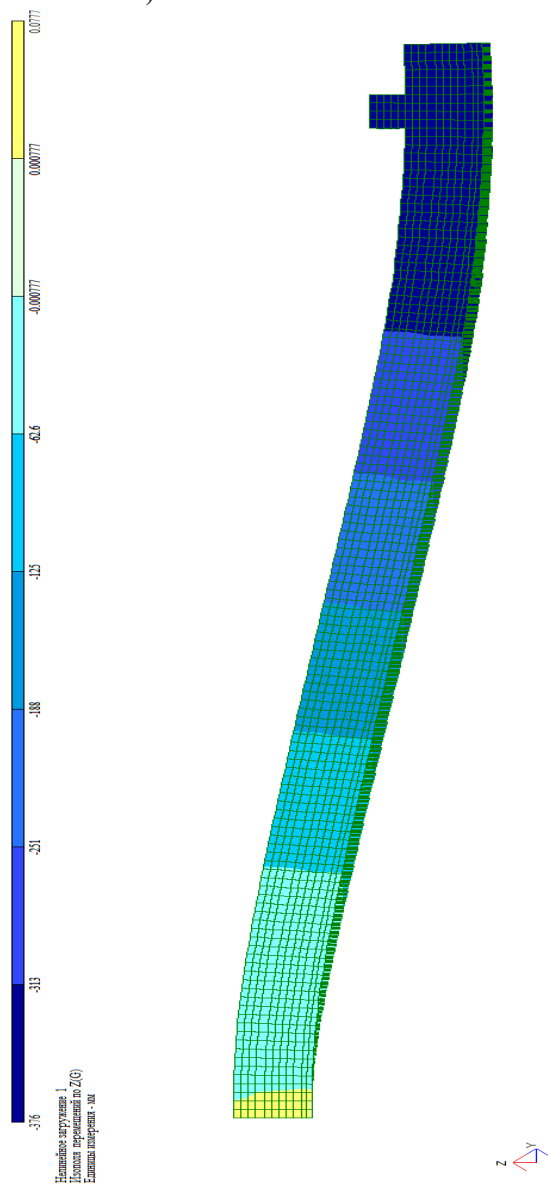


Рисунок 6. Вертикальные перемещения

Нормальные напряжения вдоль оси  $Y$  в  $\text{т/м}^2$  представлены на рисунке 7.

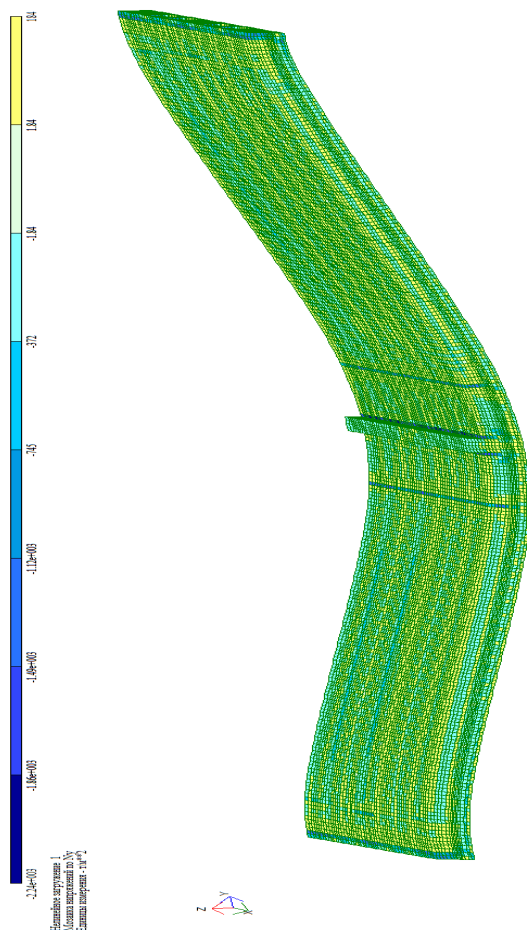



Рисунок 7. Нормальные напряжения вдоль оси  $Y$  в  $\text{т/м}^2$

Связи, включаясь в работу, воспринимают динамические усилия, а так же перераспределяют действующую нагрузку от плиты на соседние стены. Одновременно с выключением из работы сжатой зоны бетона в узле локального обрушения происходит нарастание усилия в связевых элементах. Напряженно-деформированное состояние связевых элементов приведено на рисунке 8.



Наибольшие нагрузки: 1  
 Ступа: 1  
 Соединение: 1


 Максимальное усилие: 6,4638

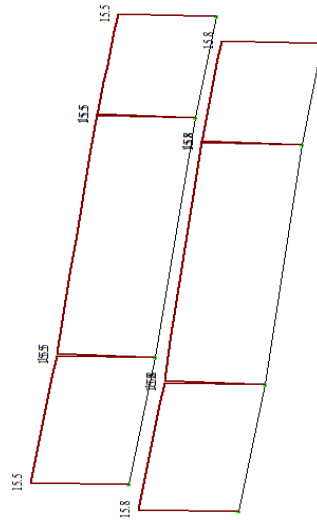
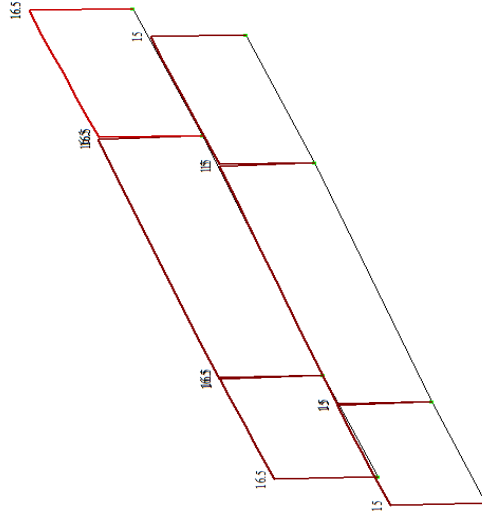


Рисунок 8. Осевые усилия в связевых элементах.

Таким образом, определено на основании анализа напряженно деформированного состояния, что узел обеспечивает восприятие усилий при изменении расчетной схемы и не допускает развитие возможного прогрессирующего обрушения.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Тур А.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / А.В. Тур. Брест, 2012.
2. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4–023–03. – January, 2010.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45

**ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПУТЕМ  
СОБЛЮДЕНИЯ ТРЕБОВАНИЙ ТНПА ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ  
ТОЛЩИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА**

*ШИЛОВ А.Е., ДЕЛЕНДИК С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Надежность и долговечность зданий и сооружений во многом зависит от коррозионной стойкости железобетона, проявляющейся в конкретных условиях эксплуатации. Развитие коррозии железобетонных конструкций приводит к снижению их несущей способности и именно поэтому коррозия может являться причиной аварийного состояния железобетонных конструкций.

Защитный слой бетона необходим не только для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном на всех стадиях (изготовления, монтажа, эксплуатации), но и для защиты арматуры от внешних воздействий: агрессивной среды, огнестойкости и т.д. Поэтому строгое соблюдение требований ТНПА по обеспечению величины защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях является одним из основных условий повышения их надежности и долговечности.

Особенность нынешней ситуации заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01–02 “Бетон-

ные и железобетонные конструкции [1] и ТКП EN 1992-1-1-2009 “Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций: Часть 1-1. Общие правила и общие правила для зданий” [2] узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства РБ от 12.03.2010 г.

Следует отметить, что несмотря на определенные различия (в частности по методам расчета прочности наклонных сечений, определения продольного изгиба и т.д.), многие положения вышеуказанных нормативных документов достаточно гармонизированы, однако применение конкретных требований и рекомендаций этих документов требует учета своих соответствующих специфических особенностей.

Цель настоящей работы – анализ требований нормативных документов [1] и [2] и их особенностей по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК. Согласно п.11.2.9. [1] и 4.4.1.2 (1Р, 2Р) [2], минимальная толщина защитного слоя бетона  $C_{min}$  должна обеспечить надежное сцепление арматуры с бетоном, защиту стали от коррозии, соответствующую огнестойкость, при этом в рабочих чертежах конструкций указывают номинальную толщину защитного слоя бетона, определенную суммированием минимально допустимой толщины защитного слоя  $C_{min}$  бетона с размером допусков (принятых допустимых при проектировании отклонений  $\Delta C_{dev}$ , установленных соответствующим рассматриваемыми стандартами. Согласно п.4.4.1.1 (2Р) и 4.4.1.2 (2Р) [2]:  $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$ , при этом минимальную толщину защитного слоя  $C_{min}$  следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}, \quad (4.2),$$

где  $C_{min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления, см. 4.4.1.2 (3);

$C_{min,dur}$  – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 4.4.1.2 (5);

$\Delta C_{dur,\gamma}$  – дополнительный элемент надежности, см. 4.4.1.2 (6);

$\Delta C_{dur,st}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали, см. 4.4.1.2 (7);

$\Delta C_{dur,add}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, см. 4.4.1.2(8).

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее  $C_{min,b}$ .

Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением  $C_{min,dur}$ .

Рекомендуемые значения для  $C_{min,dur}$  принимаются по таблице 4.4N (для арматурной стали) и таблице 4.5N (для напрягаемой арматуры).

Согласно п.4.4.1.2(6); 4.4.1.2(7) защитный слой следует увеличить на дополнительный элемент надежности  $\Delta C_{dur,y}$ .

При использовании нержавеющей стали или в результате других особых мероприятий минимальный защитный слой может быть уменьшен на значение  $\Delta C_{dur,st}$ . Для таких ситуаций следует учитывать влияние всех основных свойств строительных материалов, включая сцепление.

При этом по п.4.4.1.2(8) для бетона с дополнительной защитой (например, покрытием) минимальная толщина защитного слоя может быть уменьшена на значение  $\Delta C_{dur,add}$ .

Источник [2] учитывает также способ сопряжения конструкций, в частности по п.4.4.1.2(9), 4.4.1.2(11). Если монолитный бетон укладывается на другой бетонный элемент (сборный или монолитный), минимальная толщина защитного бетонного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения, обеспечивающего требования сцепления при условиях:

- класс бетона по прочности на сжатие не ниже  $C^{25}/_{30}$ ;
- кратковременное нахождение бетонной поверхности в атмосферных условиях (менее 28 суток);
- контактная поверхность должна быть шероховатой.

Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм.

Согласно п.4.4.1.3(13) если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору запол-

нителя согласно EN 206–1. В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя  $C_{\min}$  может быть увеличена для класса износа XM1 на  $k_1$ , для XM2 – на  $k_2$  и для XM3 – на  $k_3$ . Значения коэффициентов  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$  могут быть приняты в национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 5, 10 и 15 мм.

Все перечисленные факторы учитываются [2] при назначении величины минимальной толщины защитного слоя  $C_{\min}$ , при расчете же номинальной толщины защитного слоя  $C_{\text{nom}}$  по п.4.4.1.3(1) и 4.4.1.3(2) должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя и отклонения ( $\Delta C_{\text{dev}}$ ). Требуемая толщина защитного слоя должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения.

Для зданий в EN 13670 приведено допустимое отклонение. При этом по п.4.4.1.3(3) в некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска  $\Delta C_{\text{dev}}$  может быть уменьшена:

– если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ мм}; \quad (4.3N)$$

– если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения  $\Delta C_{\text{dev}}$  может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ мм}.$$

При назначении допустимого отклонения при проектировании ( $\Delta C_{\text{dev}}$ ) согласно п.4.4.1.3(4).

Для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное значение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя всё же должна составлять, как минимум,  $k_1$ , мм, при укладке бетона по подготовленному грунту (включая, стяжки), и  $k_2$ , мм, при укладке бетона

непосредственно по грунту. Защитный слой до арматуры при других видах поверхности, например при абразивной обработке, или с обнаженным заполнителем, также необходимо увеличить с учетом неровности поверхности (см. 4.4.1.2 (11)).

В СНБ 5.03.01–02 [1] требования и рекомендации по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона приведены отдельно для ненапрягаемой и напрягаемой арматур, соответственно в разделах 11.2.9–11.2.14 и 11.3.3.

Согласно п.11.2.9 [1] величина допуска для определения номинальной толщины бетона должна составлять: – для сборных конструкций заводского изготовления – не менее 5; – для монолитных конструкций – от 5 до 10.

Сама же минимальная толщина бетона должна ограничиваться величинами, указанными в табл. 11.4 [1].

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

- для класса Х0 — 10;
- для класса ХС1 — 15;
- для классов от ХС2 до ХС4 — 20.»

В п.11.2.11 приводятся рекомендации для определения защитного слоя сборных конструкций, в частности плит, и в п.11.2.12 – для фундаментов из монолитного и сборного железобетона с учетом наличия или отсутствия бетонной подготовки; п.11.2.13 регламентирует величину защитного слоя в зависимости от диаметра арматуры и максимального размера заполнителя.

В п.11.3.3 [1] приведены требования для назначения защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры, в частности, минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или от грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине пролета железобетонной конструкции, должно быть не менее значений, указанных в таблице 11.12 [1].

По сравнению с Еврокодом [2], СНБ [1] (п.11.3.3.3) ужесточает требования по назначению толщины защитного слоя бетона у торцов, предварительно напряженных элементов для обеспечения

условий сцепления на длине зоны передачи напряжений, при этом ее принимают не менее:

– для стержневой арматуры класса S800 —  $3\varnothing$ , но не менее 40 мм;

– для арматурных канатов и проволоки —  $2\varnothing$ , но не менее 30 мм.

В результате анализа положений норм [1] и [2] по назначению номинальной и минимальной величин толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК, можно сделать вывод о том, что концептуально требования и рекомендации этих стандартов гармонизированы, однако в [2] предложена более гибкая система назначения допусков и отклонений, учитывающих множество различных факторов, связанных не только с условиями сцепления, защиты от влияния окружающей среды, наличия дополнительной защиты арматуры и т.д., но и с использованием дополнительных элементов надежности, учета класса конструкций, а также контроля качества процесса производства и точности используемых при этом измерительных приборов.

Основная цель требований источников [1] и [2] по назначению величины защитного слоя бетона – повышение надежности и долговечности железобетонных конструкций.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции: –Минстройархитектуры РБ, Минск, 2003. – 140 с.
2. ТКП EN 1992–1–1–2009 Еврокод 2. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – МаиС РБ, Минск, 2010.



**РАЗДЕЛ III. ИНЖЕНЕРНАЯ И КОМПЬЮТЕРНАЯ  
ГРАФИКА. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ**

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.21

**ДИНАМИКА ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ  
ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ**

*СИДОРОВИЧ Е.М., СИДОРОВИЧ Д.Е.*

Белорусский национальный технический университет

Компания «STS Plc»

Минск, Беларусь

В ранних исследованиях по динамике транспортных сооружений расчётная модель моста обычно представляла собой балку, по которой с постоянной скоростью двигалась сосредоточенная сила, моделирующая экипаж. Для простоты решения массой экипажа по сравнению с массой моста пренебрегали, а сам мост рассматривали как систему с одной степенью свободы. Даже такая простейшая расчётная модель позволяла сделать вывод о том, что подвижная нагрузка по динамическому воздействию эквивалентна некоторой неподвижной вибрационной нагрузке с частотой возмущения, зависящей от скорости движения, и что при некоторых критических значениях скорости движения колебания сооружения становятся недопустимо большими [1]. Впоследствии действие движущегося экипажа (или поезда) стали моделировать участком подвижной распределённой нагрузки и учитывать её массу. В настоящее время становится возможным компьютерное моделирование взаимодействия транспортного сооружения и экипажа (поезда), которое осуществляется на основе метода конечных элементов, позволяет

учесть многие особенности реальных объектов, но приводит к необходимости интегрирования дифференциальных уравнений движения чрезвычайно высоких порядков. С целью снижения порядка разрешающих уравнений в современных мощных универсальных программных комплексах используются разнообразные приёмы статической и динамической конденсации [2, 3] (аналоги известного метода суперэлементов [4]). Для решения основных задач динамики сооружений применяют, как правило, метод разложения искомого решения по формам собственных колебаний или, как альтернативу, прямое интегрирование численными методами дифференциальных уравнений движения без их преобразования.

Однако хорошо известно, что численное компьютерное решение любой громоздкой задачи требует верификации. А в задачах динамического отклика сооружения на подвижную нагрузку остаются не до конца исследованными приёмы моделирования взаимодействия движущихся масс поезда и неподвижных масс сооружения, а при прямом интегрировании вопросы выбора во времени длины области интегрирования и значения шага интегрирования.

В данной работе ставится задача получить прямым интегрированием численное решение системы дифференциальных уравнений движения, описывающих вынужденные колебания демпфированного сооружения при произвольных начальных условиях. Вынуждающим возмущением является поезд произвольной длины и постоянной массы, движущийся с постоянной скоростью. Рассматриваются также вибрационные и внезапно прикладываемые нагрузки.

Дифференциальные уравнения движения можно представить в стандартном прямом виде [1, 2, 4, 5]

$$M\dot{V} + H\dot{V} + RV = F(t), \quad (1)$$

где матрицы масс  $M$ , демпфирования  $H$  и внешней жёсткости  $R$  могут быть функциями времени и искомого перемещения  $V$ , то есть, не исключается нелинейная постановка задачи. Рассматриваемая деформируемая система может иметь любое конечное число степеней свободы. Матрица масс не должна быть вырожденной.

Подвижная нагрузка прикладывается к цепочке узлов (пути следования поезда), очередность загрузки которых должна быть задана. Принцип передачи нагрузки – узловой, через воображаемые второстепенные балочки. Одновременно с передаваемой нагрузкой

изменяется и эффективная масса соответствующей степени свободы.

Для решения системы (1) применён шаговый метод степенных рядов четвёртого порядка точности в соответствии с [5]. По известным параметрам текущего шага строятся текущая матрица масс, текущая матрица демпфирования, текущая матрица жёсткости. В конце шага интегрирования по времени вычисляются перемещения, скорости и ускорения узловых масс, что даёт возможность найти текущие силы инерции. Затем процесс повторяется. Ограничения на структуру матриц демпфирования и жёсткости не накладываются. Силы сопротивления могут отсутствовать, элементы сооружения могут выключаться из работы, а некоторые массы могут быть в «свободном полете».

В качестве объекта исследования рассмотрено сквозное пролётное строение габаритами  $3000 \times 220 \times 200$  см. Анализ собственных колебаний такой пространственной, по предположению, балочной фермы (рисунок 1) показал, что она склонна к пространственным изгибно-крутильным деформациям (рисунки 2–4).

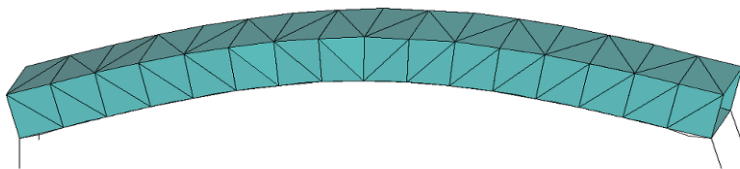


Рисунок 1. Первая форма собственных колебаний

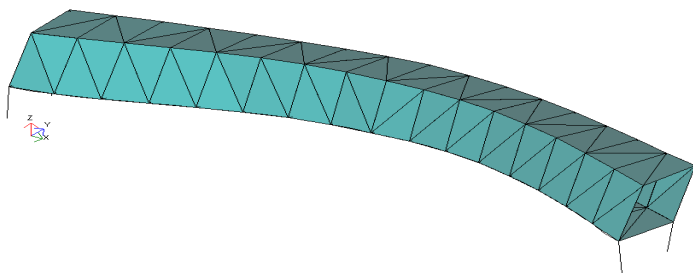


Рисунок 2. Вторая форма собственных колебаний

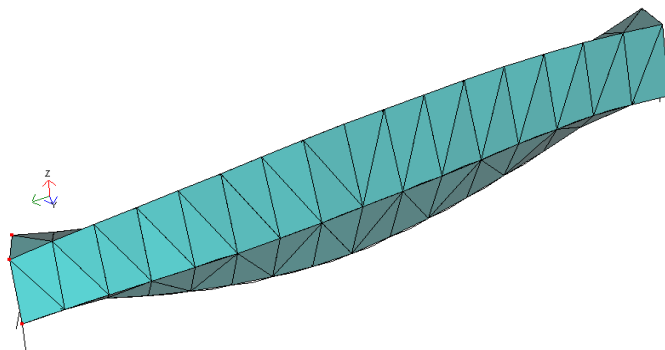


Рисунок 3. Третья форма собственных колебаний

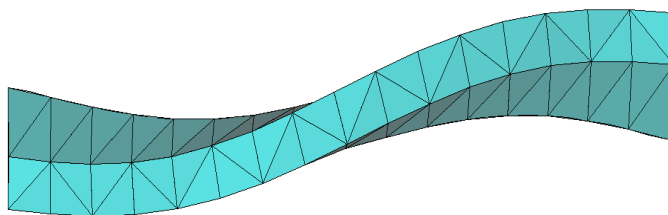


Рисунок 4. Четвертая форма собственных колебаний

И только пятую форму собственных колебаний пространственной фермы (рисунок 5) можно соотнести со второй формой поперечных колебаний балочной системы. При этом формы колебаний рассматриваемой пространственной фермы чувствительны к малейшим изменениям расчетной схемы. Все зависит от варианта расстановки стержней и связей. Отмеченные особенности необходимо учитывать при применении к задачам динамики метода разложения искомого решения по формам собственных колебаний.

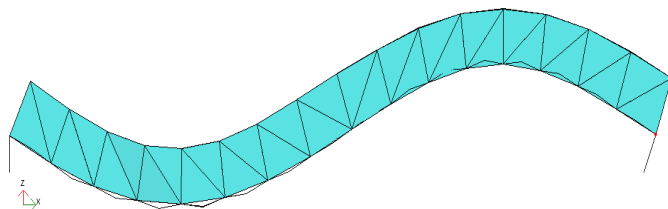


Рисунок 5. Пятая форма собственных колебаний

Для проведения дальнейших исследований с целью получения предполагаемых результатов и тестирования программы были приняты меры, чтобы приблизить деформации пространственной фермы к деформациям балочной системы, нагружаемой в вертикальной плоскости

Численно исследовались поперечные, вертикальные колебания балочной системы с 15 степенями свободы при подвижной нагрузке. При собственной массе фермы около 740 кг/м масса поезда была принята в 1000 кг/м. Длина поезда (подвижной нагрузки) и скорость варьировались в широких пределах. Ниже приведены некоторые характерные результаты.

При движении поезда длиной 100 м со скоростью 40 м/сек на отрезке времени в 4 секунды изменение перемещений, скоростей и ускорений всех 15 обобщённых узловых масс без учета сил сопротивления показано соответственно на рисунках 6 – 8.

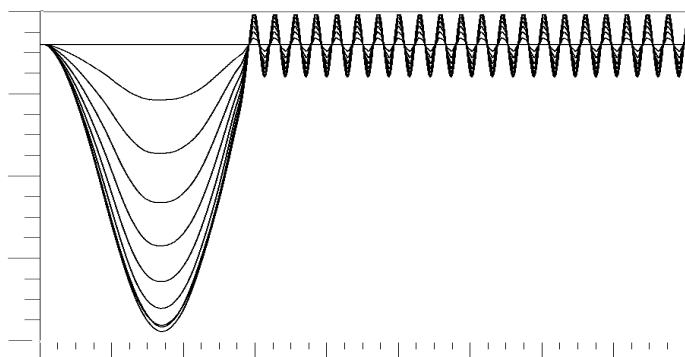


Рисунок 6. Изменение во времени вертикальных перемещений узлов фермы при скорости поезда 40 м/сек

Соответствующие графики изменения перемещений, скоростей и ускорений центрального узла исследуемой расчётной модели при скорости вдвое меньшей (20 м/сек) приведены на рисунках 9 – 11.

Как следует из анализа полученных результатов, форма вынужденных колебания при нахождении подвижной нагрузки на пролётном строении и форма свободных колебаний фермы после схода подвижной нагрузки с пролётного строения оставалась близкой к первой, основной форме собственных колебаний. Период свобод-

ных колебаний центрального узла пролётного строения, полученный численно методом степенных рядов ( $T = 0,322$  сек), совпадает с периодом основного тона собственных колебаний эквивалентной балки, несущей равномерно распределённую массу ( $T = 0,322$  сек), вычисленным аналитически [1, 5]. И примерно на 6% отличается от периода основного тона собственных колебаний сквозной фермы ( $T = 0,342$  сек), вычисленного с помощью ПК «Lira 9.6». Такое расхождение объясняется тем, что в ПК «Lira 9.6» динамический расчёт ведётся с учётом всех динамических степеней свободы: вертикальных и горизонтальных.

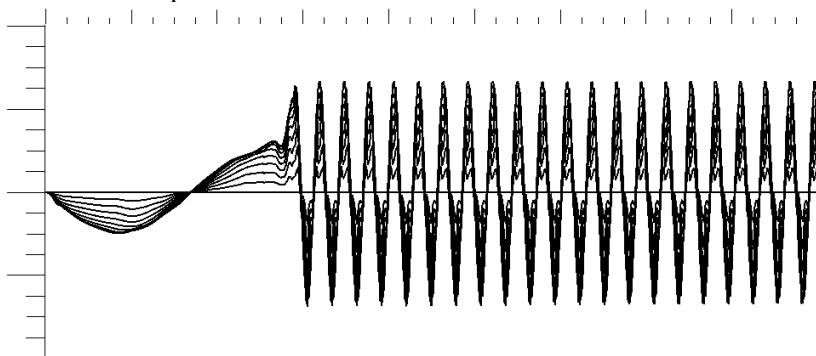


Рисунок 7. Изменение во времени скоростей колебаний узловых масс при скорости поезда 40 м/сек



Рисунок 8. Изменение во времени ускорения центральной массы при скорости поезда 40 м/сек

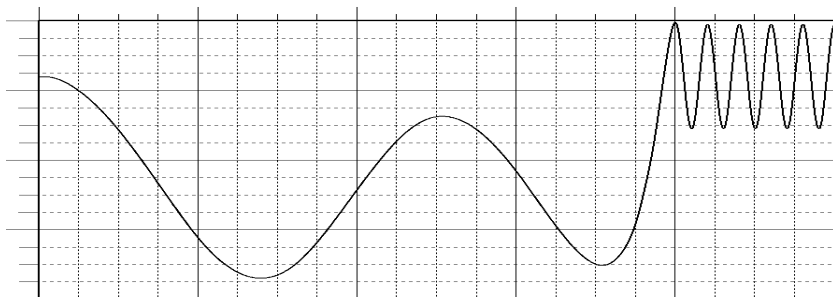


Рисунок 9. Изменение во времени перемещения центрального узла при скорости поезда 20 м/сек

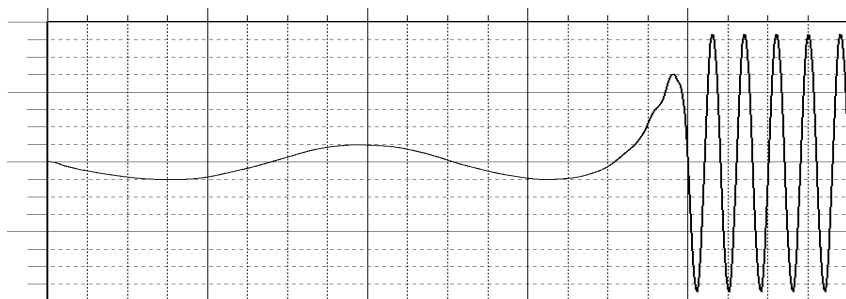


Рисунок 10. Изменение во времени скорости центрального узла при скорости поезда 20 м/сек

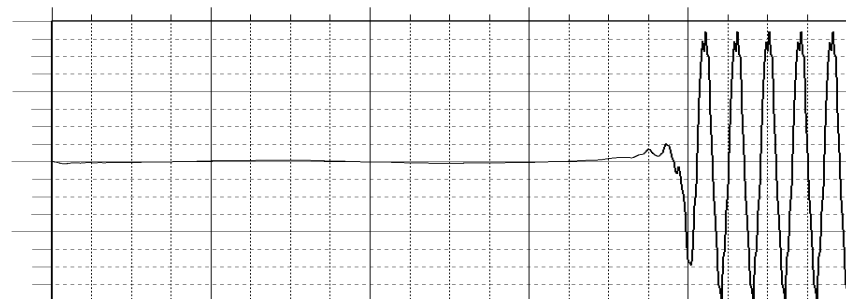


Рисунок 11. Изменение во времени ускорения центрального узла при скорости поезда 20 м/сек



Рассматриваемый численный метод прямого интегрирования дифференциальных уравнений движения систем с конечным числом степеней свободы предоставляет возможность вести расчёты и на другие виды динамических воздействий. В разработанной компьютерной программе реализованы алгоритмы учёта неподвижных вибрационных (синусоидальных или косинусоидальных) нагрузок, а также и внезапно прикладываемых нагрузок. Был выполнен расчёт рассматриваемой системы на действие веса поезда как на внезапно приложенную нагрузку. Максимальное амплитудное значение динамического перемещения без учёта сил сопротивления составило 88,5 мм. То же загрузение с учётом сил сопротивления привело к установившемуся перемещению в 44,2 мм, что полностью отвечает статическому прогибу системы под действием веса поезда. Подвижная нагрузка от поезда при разных скоростях движения вызывала максимальные перемещения пролётного строения порядка 66–88 мм. После схода поезда с пролётного строения система совершала свободные колебания с разными амплитудами, зависящими от скорости поезда, но с частотой, мало отличающейся от основной собственной. Во всех вариантах расчёта при разных скоростях движения поезда отмечен всплеск значений ускорений масс пролётного строения при сходе поезда с моста (рисунки 8 и 11).

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Киселёв, В.А. Строительная механика. Специальный курс (динамика и устойчивость сооружений) / В.А. Киселёв. – М.: Стройиздат, 1969. – 432 с.
2. Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
3. Круговова, Е.А. Компьютерное моделирование взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / Е.А. Круговова, Г.В. Михеев, Р.В. Ковалёв // Вестник Брянского государственного технического университета. — 2010, № 3(27). – С. 39 – 49.
4. Дарков, А.В. Строительная механика, А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – М.: Высш. шк., 1986. – 607 с.
5. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

**РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И  
ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА**

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО–МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 65.31–56

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ  
ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ ЭКОНОМИЧЕСКИМИ  
ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА ОБЪЕКТОВ  
НЕДВИЖИМОСТИ**

*ГОЛУБОВА О.С.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В Минске (Республика Беларусь) начала работу межгосударственная группа специалистов по внедрению методов управления инвестиционно–строительными процессами и управления проектами на основе информационного моделирования. Рабочая группа проекта аккредитована при МААМ (Международная Академия архитектуры, Московское отделение) по теме: «Внедрение в архитектурно–строительную практику РФ и ЕЭП современных высокотехнологических методов организации проектно–строительного производства В.І.М. и І.Р.Д., включающие: архитектурно–инженерное проектирование; процессы строительного производства; последующую эксплуатацию объектов, зданий, сооружений; инвестиционно–экономическое планирование, моделирование, расчеты, мониторинг (контроль)».

Электронная энциклопедия Википедия дает следующее определение: BIM (Building Information Modeling или Building Information

Model) — информационное моделирование здания или информационная модель здания [1].

Информационное моделирование здания – это подход к проектированию, возведению, оснащению, обеспечению эксплуатации и ремонту здания (к управлению жизненным циклом объекта), который предполагает сбор и комплексную обработку в процессе проектирования всей архитектурно–конструкторской, технологической, экономической и иной информации о здании со всеми ее взаимосвязями и зависимостями, когда здание и все, что имеет к нему отношение, рассматриваются как единый объект.

Трёхмерная модель здания, либо другого строительного объекта, связанная с информационной базой данных, в которой каждому элементу модели можно присвоить дополнительные атрибуты позволяет проектировать объект как единое целое. Изменение какого–либо одного из его параметров влечёт за собой автоматическое изменение остальных связанных с ним параметров и объектов, вплоть до чертежей, визуализаций, спецификаций и календарного графика, экономических показателей объекта строительства.

BIM–технология дает возможность увязывать всех участников проектирования и строительного процесса в единое целое, обеспечивая параллельный инжиниринг. Любые изменения в проекте производятся достаточно быстро, причем во всех разделах, что позволяет избежать внутренних нестыковок и дополнительных консультаций. Если все отлажено, то, по данным западных экспертов, не только на 30–40% увеличивается производительность труда проектировщиков – растут темпы выпуска и, главное, качество проектной документации [2].

По мнению Владимира Талапова [3] информационная модель здания (BIM) – это: хорошо скоординированная, согласованная и взаимосвязанная, поддающаяся расчетам и анализу, имеющая геометрическую привязку, пригодная к компьютерному использованию, допускающая необходимые обновления числовая информация о проектируемом или уже существующем объекте, которая может использоваться для:

1. принятия конкретных проектных решений,
2. создания высококачественной проектной документации,
3. предсказания эксплуатационных качеств объекта,

4. составления смет и строительных планов,
5. заказа и изготовления материалов и оборудования,
6. управления возведением здания,
7. управления эксплуатацией самого здания и средств технического оснащения в течение всего жизненного цикла,
8. управления зданием как объектом коммерческой деятельности,
9. проектирования и управления реконструкцией или ремонтом здания,
10. сноса и утилизации здания,
11. иных связанных со зданием целей.

Схематически информация, относящаяся к BIM, поступающая в модель и получаемая из модели, показана на Рисунок 1.

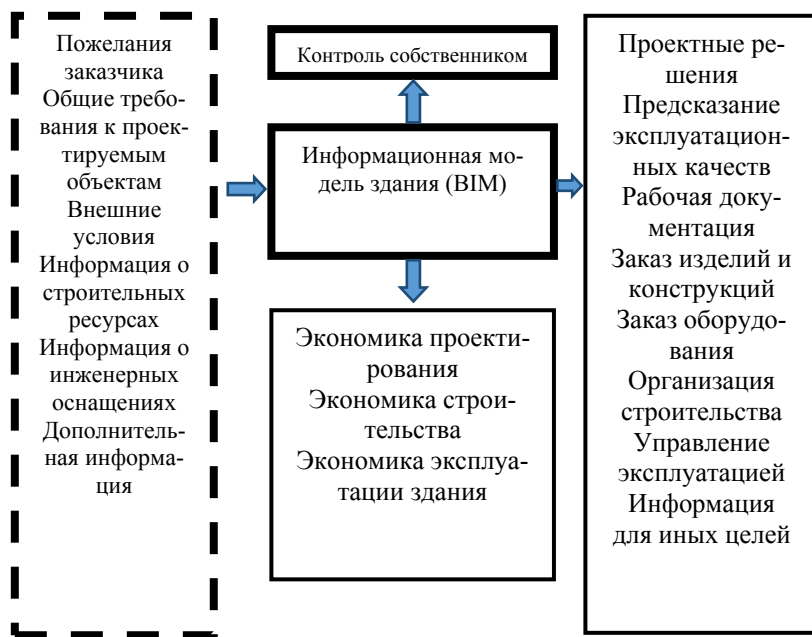


Рисунок 1. Основная информация, проходящая через BIM и имеющая к BIM непосредственное отношение

Особый акцент следует сделать на информационную модель здания, базирующуюся на технико-экономических показателях

проектируемого объекта. В процессе проектирования и строительства проектировщики и строительные организации, то есть специалисты в области строительства часто забывают, что заказчику нужен не просто объект в любое время и за любые деньги, а вполне конкретный материальный объект, имеющий соответствующую возможностям и желаниям заказчика потребительскую стоимость с необходимыми качественными характеристиками и в установленные заказчиком сроки. То есть три краеугольные основы менеджмента: качество, сроки и стоимость определяют для заказчика ценность объекта недвижимости.

Существующие сегодня программы управления проектами не учитывают взаимосвязь самого строительного производства с экономическими показателями проекта. Поэтому специалист по управлению проектами апеллирует к абстрактным для производителя работ параметрам: срокам и стоимости без привязки к конкретному виду и объему работ.

На строительной площадке организация производства строится по вполне конкретным видам работ и их объемам. Стоимость же самих строительных работ формируется уже в конце отчетного периода в производственно–техническом отделе строительной организации и фиксирует определенный результат.

То есть существующие программные продукты не позволяют производителю работ оптимизировать производство, не помогают в оперативном управлении строительством, не формируют прямой взаимосвязи влияния выполнения конкретных видов работ на стоимость и сроки строительства.

Кроме того, существующие системы управления в строительстве не создают базы данных информации о строительстве объектов, которую можно было бы использовать на других объектах. Если при выполнении какого–то вида работ появляются дополнительные работы и затраты, не предусмотренные проектно–сметной документацией, но необходимые для строительства объекта, эти виды работ должны быть учтены в последующем при проектировании этого вида работ и закладываться в алгоритмы расчетов.

То есть огромное преимущество и эффективность использования BIM–технологий заключается в формировании автоматизированных баз данных, которые можно увязывать между собой. База дан-

ных о фактической стоимости и сроках выполнения отдельных видов работ позволят повысить эффективность строительства, за счет реальной оценки влияния отдельных видов работ, технологических и конструктивных решений на сроки и стоимость строительства и обеспечат обратную связь между строителями и проектными организациями.

С точки зрения инжиниринга, управления проектами проект-менеджер используя BIM-технологию получает возможность оценивать не оторванные от производства показатели проекта, а управлять производственными технологическими процессами, оптимизировать сроки и стоимость выполнения работ.

Преимущества BIM-технологий заключается в том, что весь процесс проектирования полностью имитирует реальный производственный процесс строительства здания. То есть, как строители строят в реальности, так же осуществляется виртуальное проектирование. Например, проектируя сборный фундамент, вначале разрабатывается котлован, потом создаётся песчаная подготовка, по которой укладываются плиты, полностью соответствующие по размерам реальным с заложенными в них всеми необходимыми информационными характеристикам. Виртуальное построение детальной информационной модели здания, позволяет сделать скрупулёзный анализ составляющих его характеристик всеми участниками процесса проектирования ещё до выхода полного комплекта готовых чертежей, а главное увидеть стоимость и сроки выполнения каждого вида работ.

В размещённых в модели объектах будет использоваться та информация, которую в нее предварительно заложили, то есть степень информативности элементов модели, в первую очередь зависит от информационной начинки программы, а не только от самой программы.

Параллельно проектированию создаются спецификации и таблицы формирования сметной стоимости строительства приведенных в спецификации видов работ. При этом появляется прямая связь между сметными позициями стоимости отдельных видов работ и конкретными элементами проекта. Что очень важно для повышения эффективности строительства, это то, что сам проектировщик (архитектор, строитель) видит и контролирует стоимость и сроки выполнения каждого вида работ, конструктивного элемента, техноло-

гии производства. Главное, чтобы стоимость работ и конструкций соответствовала фактической стоимости ресурсов для данного региона, города. То есть еще раз оговоримся, что эффективность применения BIM-технологий в первую очередь зависит от объема и качества информации, собранной в базе данных автоматизированного комплекса.

Вся необходимая информация должна содержаться в объектах, находящихся или в уже предварительно подготовленных базах данных, или создаваемых в процессе проектирования при помощи инструментов программы.

Эффективность BIM-технологий в проектировании уже не подлежит сомнению. Следующий этап развития моделирования – это активное его внедрение в строительстве. Уже на этапе подготовки тендерной документации заказчик имеет возможность предоставить подрядчику не бумажный комплект чертежей и сметы по объекту, а информационный блок данных, на основании которого подрядчик может смоделировать свою производственно-хозяйственную деятельность и дать свое предложение по выполнению работ исходя из имеющихся у него ресурсов. То есть подрядчик может сформировать тендерное предложение исходя из сложившегося у него состава бригад, системы оплаты труда, с учетом стоимости ресурсов полученных на подсобном и вспомогательном производстве, имеющихся в наличии строительных машин и механизмов, обосновав, таким образом, индивидуальную стоимость и сроки производства, внести и наглядно продемонстрировать эффективные мероприятия по рационализации строительного производства.

В процессе строительства использование BIM-технологий позволяет повысить эффективность управления строительством за счет автоматизации системы закупок, позволяющей рационально использовать денежные средства и оптимизировать складские запасы. Использование единого расчетного счета, как элемент прямого управления и контроля за производством работ позволяет оптимизировать систему расчетов, а также информативность расчетов для анализа хода строительства.

Большую роль в повышении качества и исполнительской дисциплины будет играть прямая связь исполнительной документации с оформлением актов сдачи-приемки выполненных работ. В свою



очередь блок расчетов за выполненные работы должен иметь прямой выход на бухгалтерские расчеты, обеспечивая единую систему экономической информации в строительной организации, облегчая процессы учета и контроля движения материалов, техники, трудовых ресурсов по объектам строительства, расчет заработной платы, соответствия ее производительности труда.

В конечном итоге и у заказчика единая модель управления производством позволяет оптимизировать процесс контроля за строительством с точки зрения проверки исполнительной документации, увязки объемов работ с конкретным исполнителем, гарантийными сроками и стоимостью работ. То есть автоматизация процесса строительства позволяет к моменту окончания строительства создать базу документации, необходимой для ввода объекта в эксплуатацию и регистрации объекта недвижимости.

Таким образом, обеспечивается плавный переход из стадии строительства в стадию эксплуатации. При этом вся информация о нормативных сроках службы оборудования здания, паспортные данные, технические требования, гарантийные обязательства при помощи BIM-технологий уже структурирована для обеспечения требований эксплуатации зданий, сооружений, инженерных сетей и коммуникаций.

Вывод. Перспективы повышения эффективности строительства в активном внедрении систем строительного моделирования, позволяющих создавать, обрабатывать и всесторонне использовать огромные массивы информации, обеспечивая полный цикл организации и управления всем жизненным циклом объекта строительства.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Электронный ресурс <http://ru.wikipedia.org/wiki/BIM> – дата доступа 08.05.2013.
2. Голод Михаил. Новый этап информатизации строительной деятельности. Архитектура и строительство. 5/2012 Минск – с. 8–11
3. Талапов Владимир, статья «Что влияет на внедрение BIM в России»: Электронный ресурс <http://dwg.ru/pub/42> дата доступа 08.05.2013

4. Талапов Владимир, статья «Информационное моделирование зданий»: Электронный ресурс <http://dwg.ru/pub/42> дата доступа 08.05.2013

5. Савицкий Владимир, статья «Информация – краеугольный камень BIM»: Электронный ресурс <http://volodymyr57.blogspot.com/>  
Дата доступа 08.05.2013

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 65.01

**ОСОБЕННОСТИ ПРОВЕДЕНИЯ ПРОЦЕДУРЫ  
DUE DILIGENCE ПРИ РЕАЛИЗАЦИИ  
ИНВЕСТИЦИОННЫХ ПРОЕКТОВ**

*ГУШЕЛЬ О.И., КОЗЕЛ А.С., ТЫРКИЧ А.П.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В условиях экономического кризиса для участников рынка все более очевидной становится необходимость управления рисками своей деятельности, улучшения управления финансами, формирования взвешенной инвестиционной политики. Банк, предоставляющий кредит клиенту, инвестор, намеревающийся приобрести бизнес, фирма, заключающая торговый контракт – все они хотят быть уверены в надежности совершаемой сделки. Такая уверенность может быть основана только на полной, достоверной и объективной информации о финансовом состоянии, правовом статусе и рыночной позиции компании–контрагента. Для сбора и анализа необходимой информации заинтересованное лицо прибегает к специальной процедуре комплексной проверки, получившей в мировой практике название Due diligence.

Due diligence — это процедура формирования объективного представления об объекте инвестирования, включающая в себя инвестиционные риски, независимую оценку объекта инвестирования, всестороннее исследование деятельности компании, комплексную

проверку её финансового состояния и положения на рынке. Проводится обычно перед началом покупки бизнеса, осуществлением сделки по слиянию (присоединению), подписанием контракта или сотрудничества с этой компанией.

Due diligence состоит из сбора и анализа информации, принятия решения и формы его подачи относительно целесообразности вступления в те или иные взаимоотношения с контрагентами. С помощью Due diligence оцениваются возможные риски (финансовые, юридические и т. д.) При сборе информации учитывается любая информация, независимо от источников её происхождения. Изучение полученной информации осуществляется различными специалистами по отдельности, затем делается сводный анализ. Решение принимается экспертами Due diligence отдельно от заказчика. Форма подачи бывает развёрнутой (с приложением отдельных промежуточных выводов специалистов, источников информации), или в виде краткой рекомендации о дальнейших действиях.

Основные документы, которые подвергаются проверке Due diligence:

- Корпоративные документы (регламенты, протоколы) — смена контроля, предыдущие сделки, затрагивающие капитал. Информация о владельцах.

- Финансовая отчётность — детальное исследование активов, существующих долгов, арендных платежей, пенсионных отчислений

- Технические отчеты — исследование экологических и иных проблем, которые могут повлечь крупные затраты.

- Рыночные исследования. Отчеты о продукции компании.

- Основные нематериальные активы: патенты, товарные знаки, торговые наименования и авторские права; лицензии.

- Основные материальные активы: закладные, правоустанавливающие документы на недвижимость и личное имущество, идентификация недвижимости и активов.

- Контракты: соглашения о поставке и купле/продаже, контракты со служащими и консультантами, аренда, лицензионные и франчайзинговые соглашения, кредитные соглашения, соглашения с акционерами, спонсорские соглашения, трудовые соглашения. Судебные дела.

- Страховые полисы.
- Менеджмент компании
- Внешние источники. Информация о рынке и капитале. Подтверждение информации о капитале компании. Проверка обременений. Проверка кредитора.
- Другие. Поиск возможных нарушений прав на продукцию или товарные наименования. Подтверждение хорошего финансового положения всех филиалов корпорации, функционирующих или нет. Изучение титулов собственности/страхование приобретения титула. Оценки принадлежащей компании недвижимости и ее улучшений. Любые оценки оборудования, сделанные страховыми компаниями или для них.

Due diligence может быть проведен как самим покупателем, так и с привлечением консультантов и экспертов. Но Команда обязательно должна включать финансовый/бухгалтерский и юридический персонал, также в нее могут входить экономисты, инженеры, эксперты по экологии и другие специалисты.

На сегодняшний день стоимость проведения услуги Due diligence в РБ составляет свыше 20 млн бел руб.

Законодательно в Европейском союзе процедуру Due diligence стали регламентировать с 1993 года. До 1 января 1993 года все государства члены ЕЭС обязаны были изменить свое законодательство таким образом, чтобы учесть положения Первой Директивы.

Первая директива ЕС о «Due diligence»:

1. Привносила в деятельность кредитных и финансовых институтов само понятие «обязательная идентификация клиентов» и контроль за сделками клиентов
2. Кредитные и финансовые институты обязывались анализировать деятельность клиентов на предмет выявления подозрительных сделок.
3. Институт банковской тайны данной директивой фактически отменялся.
4. Информация, полученная из кредитных и финансовых институтов, могла быть использована и для иных целей, а не только для тех, для которых она запрашивалась.

28 декабря 2001 года была принята Вторая директива о «Due diligence», которая:

5. Значительно расширяла круг лиц, обязанных осуществлять идентификацию клиентов и контроль за их сделками.

26 октября 2005 г была принята Третья директива о «Due diligence», которая:

6. Устанавливала четкий порядок проведения идентификации клиентов и мониторинга клиентских сделок.

7. Требовала, чтобы собираемая информация поступала в специально созданные для этой цели контрольные органы.

В РБ проведение финансовой диагностики инвестиционных договоров законодательно установлено только с 2011 года. Постановлением Совета министром №1058 от 6 августа 2011 утверждено Положение о порядке заключения, изменения, прекращения инвестиционных договоров с Республикой Беларусь в котором сказано:

К заявлению инвестора (инвесторов) о заключении инвестиционного договора прилагаются следующие документы:

- проект инвестиционного договора, подписанный инвестором (инвесторами);
- копия свидетельства о государственной регистрации
- копия документа, удостоверяющего личность
- копия документа, подтверждающего полномочия лица (лиц), подписавшего проект инвестиционного договора, на его подписание (для юридических лиц);
- краткое финансово–экономическое обоснование инвестиционного проекта
- бизнес–план инвестиционного проекта, разработанный в соответствии с актами законодательства;
- заключение о финансовом состоянии инвестора (инвесторов) за два года, предшествующие дате обращения. Заключение аудитора или заключение по результатам проведения финансового Due diligence должно содержать всестороннее исследование финансового состояния инвестора (инвесторов), его возможностей по осуществлению заявленных инвестиций.

В качестве удачного примера практики в РБ можно назвать проведение процедуры Due diligence и последующее сопровождение

покупки иностранным инвестором завода по производству строительных материалов в г. Бресте

К сожалению существуют и неудачные примеры сделок без проведения Due diligence. В 2008 г. международный холдинг принял решение развивать свой бизнес в Беларуси и купил для реализации инвестиционных проектов белорусское госпредприятие – строительную компанию "БелОМО–Строй" сумма сделки составляла 209 000 \$. Ознакомившись с проспектом эмиссии акций и бухгалтерским балансом продаваемого предприятия, холдинг принял решение купить компанию. Процедуру Due diligence покупаемой компании холдинг проводить не стал. Купив на аукционе госпредприятие "БелОМО–Строй", холдинг начал им управлять. Впоследствии выяснилось, что бухгалтерский баланс белорусской компании, предоставленный иностранному инвестору накануне аукциона, не соответствовал действительности. В частности, в балансе никак не были отражены обязательства "БелОМО–Строй" на сумму 1,6 млн долларов

Развитие проведения процедуры Due diligence должно продолжаться, следует рассматривать ее как обязательный этап инвестиционного процесса. Необходимо обеспечивать квалифицированную подготовку кадров. Разрабатывать законодательные акты, касающиеся обязательного проведения Due diligence при проведении сделок. Процедура Due diligence требует немалых затрат, однако, желание сэкономить на обязательных и необходимых вещах, может обернуться огромной потерей средств.

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69:005.216.1

**КОЛИЧЕСТВЕННАЯ ОЦЕНКА КАЧЕСТВЕННЫХ  
ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ СТРОИТЕЛЬНО-  
ТЕХНИЧЕСКИХ ЭКСПЕРТИЗ**

*ЗЕМЛЯКОВ Г.В., ВОРОНОВА М.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В отдельных случаях помимо государственного надзора, технического надзора заказчика, инспекционного и производственного контролей [1] возникает необходимость проведения дополнительных экспертных исследований, которые можно отнести к отдельному виду контроля – экспертному. Данные исследования могут проводиться как с учетом результатов видов контроля, предусмотренных нормативными документами, так и без их учета [2].

Исходя из требований действующего законодательства, некачественно выполненные строительные работы – это:

1) строительные работы, выполненные с нарушением требований технических нормативных правовых актов по строительству (далее – ТНПА);

2) строительные работы, выполненные с нарушением утвержденной в установленном порядке проектной документации [3].

Порядок оценки качества выполненных строительных работ при производстве строительно-технических экспертиз можно структурировать в следующем виде:



- Четко обозначить объекты исследования.
- Установить оцениваемые критерии качества объектов исследования.
- Изучить проектную и исполнительную документации по объекту исследования.
- Изучить действующую нормативно–техническую документацию (далее – НТД), в том числе ТНПА, по оцениваемым критериям качества объекта исследования.
- Провести обследования объекта в натуре (при возможности).
- Исследовать и сопоставить данные, полученные при обследовании объектов, с требованиями проектной и НТД (с учетом имеющейся исполнительной документации).
- Структурировать выбранные критерии качества в соответствии с их значимостью.
- Дать оценку объекту исследования в соответствии с обозначенными критериями качества [2].

Статьей 676 ГК РФ предусматривается ответственность подрядчика за некачественно выполненные работы, а также установлено, что заказчик вправе, если иное не установлено законодательством или договором, по своему выбору потребовать от подрядчика:

1. безвозмездного устранения недостатков в разумный срок;
2. соразмерного уменьшения установленной за работу цены;
3. возмещения своих расходов на устранение недостатков, когда право заказчика устранять их предусмотрено в договоре подряда [4].

Если по п.1 и п.3 расчеты достаточно ясны и прозрачны, то с применением п.2, предусматривающим *«соразмерное уменьшение установленной за работу цены»*, возникает ряд вопросов, связанных с определением соразмерного уменьшения цены в денежном выражении.

В зависимости от поставленных задач и целей, при оценке качества выполненных работ в денежном выражении могут быть использованы следующие способы [2]:

- вычленение из стоимости выполненных строительно–монтажных или ремонтно–строительных работ, указанной в актах сдачи–приемки, стоимости работ, выполненных некачественно;

- определение стоимости ремонтно–восстановительных работ, необходимых для устранения выявленных дефектов;
- определение потерь в стоимости строительного объекта в результате некачественного выполнения работ;
- определение стоимости материальных ресурсов, необходимых для устранения выявленных дефектов;
- определение иных материальных затрат, связанных с компенсацией затрат по устранению выявленных дефектов.

Оценку технического состояния строительных конструкций или инженерных систем, а также эксплуатационных качеств здания выполняют по отдельным группам показателей эксплуатационных качеств согласно [5].

При оценке несущих свойств конструкций дефекты, для отнесения их к разряду критических (1 класс), значительных (2 класс) или малозначительных (3 класс), подразделяются на две группы:

а) дефекты, которые характеризуют показатели качества, имеющие нормируемые численные значения. Класс дефекта определяется по величине превышения или занижения (в небезопасную сторону) фактического значения контролируемого параметра  $X_i$  по сравнению с его предельным (максимальным или минимальным) значением по формуле

$$\Delta = \frac{X_i - X_{\min(\max)}}{X_{\min(\max)}}, \quad (1)$$

где  $X_{\min(\max)}$  — предельные значения, определяемые в соответствии с проектной документацией и ТНПА.

б) дефекты, связанные с нарушением технологии производства работ или повреждения, не имеющие нормируемых численных значений. Отнесение того или иного дефекта к определенному классу производится на основе анализа его последствий, степени влияния на основные показатели эксплуатационных качеств рассматриваемого элемента здания.

Конструкции по техническому состоянию относятся к 5 категориям: I — исправное (хорошее) состояние; II — неисправное (удовлетворительное) состояние; III — ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние; IV — неработоспособ-

ное (неудовлетворительное) состояние; V — предельное (предаварийное) состояние.

Усредненная оценка категории технического состояния  $K_{cp}$  генеральной совокупности конструкций каждого вида по результатам общего обследования производится по формуле

$$K_{cp} = \frac{5K_V + 4K_{IV} + 3K_{III} + 2K_{II} + K_I}{K_V + K_{IV} + K_{III} + K_{II} + K_I}, \quad (2)$$

где  $K_I, II, III, IV, V$  — количество конструкций, имеющих  $i$ -ю категорию технического состояния.

Классификация дефектов по группам показателей, не связанных непосредственно с несущей способностью конструкций (тепловая защита, звукоизоляция, антикоррозионная защита, состояние воздушной среды и т. д.) или для *несущих элементов зданий* (полы, отделка, инженерные системы и т. д.), должна производиться на основе общих принципов, приведенных в [5].

Вышеприведенный подход к оценке технического состояния конструкций можно применить для оценки выявленных дефектов с целью установления стоимости некачественно выполненных работ. При этом, если категорий технического состояния конструкций для целей стоимостной оценки выделить  $i$ -ое количество, вышеуказанная формула приобретет вид

$$K_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n (i \times K_i)}{\sum_{i=1}^n K_i}, \quad (3)$$

где  $K_i$  — количество конструкций, имеющих  $i$ -ю категорию технического состояния;  $i$  — категория технического состояния конструкции.

Использование приведенной формулы для  $i$ -го количества категорий технического состояния удобно при оценке дефектов, выявленных в несущих элементах здания. Рассмотрим на примере.

В ходе проведения обследования восьми учреждений образования, в которых проводилась полная замена деревянных оконных блоков на блоки из ПВХ-профиля, выявлен ряд типичных дефектов. Общее количество обследованных оконных проемов — 563, общее число выявленных дефектов — 4 864.

Исследования проводились без проведения вскрытия откосов и без демонтажа блоков для дополнительных исследований в специа-

лизированных лабораториях. Был проведен визуальный осмотр и замеры необходимых геометрических параметров, с учетом того, что работы по заполнению оконных и дверных проемов считаются выполненными, когда окна установлены, монтажные швы, откосы и перемычки проемов заделаны в соответствии с требованиями ТНПА и проектной документации [6].

На основании результатов, полученных в ходе исследования можно сделать вывод, что дефекты по объектам однотипны, большинство из них вызвано некачественным выполнением работ. При этом часть выявленных дефектов имеет нормируемые численные значения, а часть не имеет таковых. Основные виды обнаруженных дефектов приведены в таблице 1.

**Таблица 1. Основные виды обнаруженных дефектов**

Виды дефектов		
оконный блок	подоконная доска	слив
<ul style="list-style-type: none"> <li>отклонение оконного блока от вертикали;</li> <li>расстояния между креплениями превышают минимально допустимые;</li> <li>нарушение герметизации стеклопакета;</li> <li>головки дюбелей не заглублены в профиль и не закрыты заглушками;</li> <li>деформации, разрывы и иные повреждения уплотняющих прокладок;</li> <li>зазоры, перепады лицевой поверхности в местах стыковки профиля–ПВХ;</li> <li>пятна, царапины, сколы и др. механические повреждения оконного блока;</li> <li>не отрегулированы поворотно–откидные устройства;</li> <li>механические повреждения стекол стеклопакета;</li> <li>отсутствие маркировки на стеклопакете;</li> <li>нарушение технологии устройства откосов;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>уклон подоконной доски не соответствует нормативным требованиям;</li> <li>глубина штраб не соответствует нормативным требованиям;</li> <li>пятна, царапины, сколы и др. механические повреждения подоконных досок, отсутствие заглушек;</li> <li>место контакта подоконной доски с коробкой оконного блока не обработано клеем для склеивания пластмасс;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>уклон слива не соответствует нормативным требованиям;</li> <li>отсутствие цементно–песчаной стяжки и пенного утеплителя под сливом;</li> <li>напуск слива на фасад не соответствует нормативному;</li> <li>отсутствие дополнительных креплений слива к металлическим кронштейнам (костылям);</li> <li>нарушение герметизации сливов, отсутствие заделки сливов в борозды откосов проема.</li> </ul>

С учетом общего количества выявленных дефектов, им дана количественная оценка с расстановкой дефектов по приоритетности с назначением каждому из дефектов приоритета от 1 до 20. При этом проведено ранжирование дефектов с учетом их количества, в результате чего определен итоговый весовой показатель каждого из видов выявленных дефектов в общей массе выявленных дефектов. Результаты полученной количественной оценки приведены в таблице 2.

**Таблица 2. (начало) Результаты количественной оценки**

№ п/п	Наименование дефекта	Общее количество дефектов	Приоритет критерия	Вес критерия	Вес критерия, %	Вес критерия с учетом количества дефектов	Итоговый весовой показатель, %
1	Отклонение оконного блока от вертикали	94	11	0,09	2,50%	2,35	1,23%
2	Расстояния между креплениями превышают минимально допустимые	320	7	0,14	3,89%	12,45	6,54%
3	Нарушение герметизации стеклопакета	136	1	1,00	27,78%	37,78	19,84%
4	Головки дюбелей не заглублены в профиль и не закрыты заглушками	444	10	0,10	2,78%	12,34	6,48%
5	Деформации, разрывы и иные повреждения уплотняющих прокладок	10	4	0,25	6,94%	0,69	0,36%
6	Зазоры, перепады лицевой поверхности в местах стыковки профиля–ПВХ	70	8	0,13	3,61%	2,53	1,33%
7	Пятна, царапины, сколы и др. механические повреждения оконного блока	3	20	0,05	1,39%	0,04	0,02%
8	Не отрегулированы поворотнo–откидные устройства	429	17	0,06	1,67%	7,16	3,76%
9	Механические повреждения стекол стеклопакета	4	2	0,50	13,89%	0,56	0,29%
10	Отсутствие маркировки на стеклопакете	561	16	0,06	1,67%	9,37	4,92%

**Таблица 2. (окончание)**

11	Нарушение технологии устройства откосов	214	9	0,11	3,06%	6,55	3,44%
12	Уклон подоконной доски не соответствует нормативным требованиям	349	15	0,07	1,94%	6,77	3,55%
13	Глубина штраб не соответствует нормативным требованиям	173	18	0,06	1,67%	2,89	1,52%
14	Пятна, царапины, сколы и др. механические повреждения подоконных досок, отсутствие заглушек	69	19	0,05	1,39%	0,96	0,50%
15	Место контакта подоконной доски с коробкой оконного блока не обработано клеем для склеивания пластмасс	42	14	0,07	1,94%	0,81	0,43%
16	Уклон слива не соответствует нормативным требованиям	436	5	0,20	5,56%	24,24	12,73%
17	Отсутствие цементно-песчаной стяжки и пеного утеплителя под сливом	427	13	0,08	2,22%	9,48	4,98%
18	Напуск слива на фасад не соответствует нормативному	360	6	0,17	4,72%	16,99	8,92%
19	Отсутствие дополнительных креплений слива к металлическим кронштейнам (костылям)	429	12	0,08	2,22%	9,52	5,00%
20	Нарушение герметизации сливов, отсутствие заделки сливов в борозды откосов проема	294	3	0,33	9,17%	26,96	14,16%
		4864		3,60	100%	190,44	100%

Полученные итоговые весовые показатели, учитывающие выявленные дефекты и их значимость в общей массе дефектов, могут использоваться при распределении стоимостных затрат, связанных с устранением выявленных дефектов, а также при решении вопроса о соразмерном уменьшении цены за некачественно выполненные работы.

В тоже время остается открытым вопрос о расстановке приоритетов выбранных критериев качественных показателей. Ранжирование дефектов может проводиться и не по абсолютному числу выявленных дефектов, а по определенному ограниченному числу категорий с их дублированием.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Всеобщее руководство качеством в строительстве. Основные положения: СНБ 1.01.04–99. – Введ. 01.01.00. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1999. – 6 с.

2. Земляков, Г.В. Оценка качественных показателей при проведении строительно–технических экспертиз / Г.В. Земляков, М.В. Воронова // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства : сб. науч.–технич. ст. : в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун–т ; редкол.: В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2012. – Ч. 1. – С. 224–230.

3. Правила заключения и исполнения договоров строительного подряда : утв. Постановлением Совета Министров Республики Беларусь 15.09.98 // Консультант Плюс : Беларусь. Версия 4012.00.23 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2013.

4. Гражданский кодекс Республики Беларусь : принят Палатой представителей 28 октября 1998 г. : одобр. Советом Респ. 19 ноября 1998г. : текст Кодекса по состоянию на 30 апр.2012 г. // Консультант Плюс : Беларусь. Версия 4012.00.23 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2013.

5. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации основные требования: ТКП 45–1.04–208–2010. – Введ. 15.07.10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 23 с.

6. Заполнение оконных и дверных проемов. Правила проектирования и устройства: ТКП 45–3.02–223–2010. – Введ. 07.12.10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 22 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО–МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69:005

**АНАЛИЗ РАЗВИТИЯ ОСНОВНЫХ ПОДХОДОВ К ОЦЕНКЕ  
КАЧЕСТВА ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ**

*ЗЕМЛЯКОВ Г.В., КОСТИКОВА Г.Д.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

Одними из базовых потребностей являются комфорт и постоянство условий жизни, которую человек удовлетворяет строя себе жилище [1].

В настоящее время жилище понимают как комплекс архитектурно–градостроительных объектов, обеспечивающих осуществление процессов труда, быта, отдыха семьи и отдельного человека, их нравственного и эстетического совершенствований [2]. А качеством решения перечисленного являются результаты проектирования и строительства.

Проектирование представляет собой деятельность по созданию условий жизни. Результат процесса проектирования – проектная документация или продукция. Проектная документация на строительство – система взаимосвязанных документов, разработанных в соответствии с нормативно–правовой документацией, служащая основой для строительства объектов [3].

Качество проектной документации – совокупность свойств и характеристик проектной продукции, работ и услуг (полнота и обос-



нованность архитектурных, проектных, технических и технологических решений), обеспечивающих качество строительства и удовлетворяющих требованиям потребителя и общества [4].

Процесс проектирования можно рассматривать как ряд операций и нормированных действий по созданию проектной документации. Однако это проектирование в узком смысле слова. В настоящей статье речь идет о проектировании как о процессе разработки предложений и выборе вариантов возможных решений определенной проблемы. В нашем случае это обеспечение человека жилищем.

Основные этапы развития оценочных концепций.

В начале процесса проектирования существует множество конечных вариантов решений. В конце – один вариант. Следовательно, можно утверждать, что проектирование в основе своей представляет собой процесс решения, при котором на базе определённых критериев осуществляется выбор из возможных вариантов [5].

Оценить полученное проектное решение сложная задача, поскольку требования к качеству постоянно повышаются.

Оценка проекта – сложное явление, которое представляет собой определённые практические действия в соответствии с некоторыми теоретическими представлениями. Эти представления развивались и изменялись в различные периоды проектной деятельности.

Ученые предполагают существование оценки проекта еще в древнеегипетских чертежах, выполненных с удивительной точностью расчетов и пропорций, что было результатом тщательных оценок проектов, которые выполнялись схематически (возможно прямо на песке) и затем переносились в натуру.

Условно эволюцию понятия оценки можно разделить на четыре вида (этапа): эстимативный, субстантивный, пробативный и «здание как среда обитания».

### **Эстимативный тип оценки**

Во времена СССР первые попытки оценить проект относятся к периоду 1930–1962 гг. В этот период оценка проекта выражалась как правило количественно. Практика измерения параметров оцениваемого объекта и последующего сопоставления этих параметров с эталоном получила название эстемативной оценки. От англ. «estimate» – оценивать, производить оценку, устанавливать цену, прикидывать стоимость, приблизительно подсчитывать, оценивать.

С 30–х годов XX века развивается целое направление научных разработок известных как гармонизация и пропорционализация конструктивных форм. Эти разработки связаны с поиском эталонов, критериев и канонов, по которым можно было бы оценить проект. Яркие премеры этих теорий – «модуль» Ле Корбюзье и «формула эстетического» Д. Биркхофа [6].

Достичь большего эффекта меньшими средствами – характерная тенденция критериев оценки эстимативного типа.

В советской архитектурной науке нормирование требований к зданиям различного назначения было закреплено как постоянная функция типологии зданий и сооружений. Проектные институты начали специализироваться на определенном типе объектов.

Совершенствование оценки эстимативного типа происходило в направлении уточнения расчетов, показывающих соответствие параметров объекта нормам. Ведущей методикой такого расчета в 60–е гг. была система правил, позволяющая выбирать эффективное проектное решение по экономическому критерию [7]. Основным тезисом оценки была необходимость соответствия решения требованиям критерия, принятого в качестве «цели» или «целевой функции» оптимизации. Сама целевая функция строилась на минимизации «приведенных затрат». В качестве переменных значений аргументов и ограничений назначались различные факторы, определяющие проектный результат.

Эстимативная оценка проектов носила характер оценки «поведения» системы, тождественной объектам механики, физики и статистики.

В 1950–60–е годы для анализа привлекались различные аналогии вплоть до кибернетики. К 1962 г. было освоено множество методов оптимизации проектных решений. Эстимативный тип оценки развивался от эстетических до экономических критериев. В связи с многообразием проектных параметров и необходимостью их дифференциации путем разложения и факторизации критерия данный тип оценки перешел к активному использованию ЭВМ. К 1962 г. были созданы первые действующие системы автоматического поиска проектных решений с возможностью систематического проигрывания комбинации параметров и их быстрой оптимизации.

## Субстантивный тип оценки

Расцвет эстемативного типа оценки совпадает по времени с возникновением нового субстантивного типа (от англ. «subsist» – существовать, содержать) вызванного необходимостью обоснования проектных решений (1962–1970гг.). Этот переход был ознаменован в 1962 г. созданием специальной государственной службы качества проектов – Главгосэкспертиза при Государственном комитете СССР по делам строительства (Госстрое СССР).

Массовый характер проектирования привел к необходимости упрощения и ускорения процесса отбора проектных решений и их оценки. Одной из ведущих тенденций было стремление типизировать, эталонировать оценку, облегчить прохождение через оценочный фильтр всей массы проектов, ускорить ее за счет автоматизации обработки информации.

Проблема оценки на этом этапе исследуется по двум основным направлениям. Первое включает продолжение линии эстемативной оценки в условиях автоматизации в рамках деятельности Государственного института типового и экспериментального проектирования и технических исследований (Гипротиса). Были сформулированы критерии оптимальности проектирования промышленных зданий, строительных конструкций, генеральных планов предприятий и схем размещения центров культурно–бытового обслуживания. Аналогичные работы велись в области оценки оптимальных решений объектов градостроительства (Л.Н. Авдотьин [8]), жилых зданий (Д.Н. Яблонский [9], Г.И. Лаврик [10], Л.Д. Бронер [11]), типового проектирования, сметного дела в системе институтов Государственного комитета по гражданскому строительству и архитектуре (Госгражданстроя) и Государственный комитет СССР по делам строительства (Госстроя СССР).

Второе направления этапа субстантивной оценки – это поиск критериальной «субстанции» в самом процессе проектирования. В этот период советские исследователи сформулировали сущность субстантивной оценки как обоснования проекта. Введено технико–экономическое обоснование (ТЭО) проекта, в котором приводятся расчеты и сведения об экономической целесообразности и хозяйственной необходимости строительства того или иного объекта. Для оценки привлекались различные научные дисциплины: философия (К.А. Иванов [12]), социология (О.Н. Яницкий [13], З.Н. Яр-

гина [14], И.Н. Канаева [15]), бионика (Ю.С.Лебедев [16]), теории потока (М.С. Будников [17]), комплексного анализа (Р.И. Фоков [18]), системного анализа и функциональных систем (А.А. Гусаков [19]) и др.

С точки зрения полноты учета данных при проектировании строительных объектов и процессов интересен критерий «организационно–технологической надежности» и другие критерии, предложенные в работах А.А. Гусакова [19].

### **Пробативный тип оценки**

С 1971 г. выделяют следующий этап – пробативная оценка (от англ. «probation» – испытание). Она связана с экспериментом и испытанием. Проектировщик ведет доказательство истинности решения на всем протяжении проектного поиска. Требуются специальные средства моделирования, позволяющие выявить несоответствия и расхожания в проектном решении на текущем этапе разработки. Такими средствами являются семантические модели М.М. Субботина. Собственно пробативная оценка начинается с момента развертывания вариантных возможностей решить проблемную ситуацию. Проектный поиск ведется на основе инвариантных закономерностей. В основе инварианта лежит количество расхожаний, измеренных структурными методами в системе проекта, и количества ценности, предполагаемой в качестве будущего результата в создаваемом объекте. Таким образом, инвариант – это не эталон, с которым производится сравнение, не формула для интеграции частных показателей, а «парадигма» (по Т.Куну [21]) или «исследовательская программа» (по И.Лакатосу [22]). В конечном счете, процессуальное доказывание, идущее параллельно с развитием самих идей проектирования приводит к единственному возможному и логически оправданному решению. Мера истинности такого решения выражается количественно и предъявляется проектировщику на каждом итоге развития решения. Это делается с помощью ЭВМ путем инвариантного моделирования.

В 80–е и 90–е годы проводятся исследования по выработке методик оценки проектных решений различных типов зданий по всем трем направлениям оценки. Можно выделить работы таких ученых как Э.–К. К. Завадкас [23] (многоцелевой выбор технических и ор-

ганизационно–технологических решений на различных стадиях проектирования), А.К.Шрейбер [24] (основы организации проектирования реконструкции жилых зданий); С.Н. Булгаков [25] (технологические проектные решения промышленных зданий); С.Н. Рейнин и О.А. Сердюкова [26] (экономическая оценка проектов на примере многоэтажных промышленных зданий); В.В. Шумаков [27] (организация формирования качества проектов жилых зданий для конкретных условий строительства); В.В. Герасимов [28] (методологические основы организации проектирования объектов жилищного строительства) и другие.

### **«Здание как среда обитания»**

В 90–е годы прошлого столетия происходит развитие принципов оценки зданий как среды обитания человека, отвечающей требованиям комфортности, энергоэффективности, экологичности, которые обеспечивают защиту окружающей среды. Этот подход к проектированию, строительству и эксплуатации зданий, содержащий ряд решений, мер, материалов и оборудования, нацеленных на энерго- и ресурсоэффективность получил название «зеленое строительство».

Оценка эффективности зеленых зданий обычно осуществляется третьей стороной с помощью рейтинговой системы, содержащейся в отраслевых стандартах.

Рейтинговая система представляет собой совокупность количественных и качественных показателей для оценки здания как среды обитания человека, характеризующих уровень комфорта, энергоэффективности, экологичности и защиты окружающей среды в соответствии с принципами устойчивого развития.

Термин «Устойчивое развитие» впервые появился в 1987 году в докладе Всемирной комиссии ООН по окружающей среде и развитию «Наше общее будущее». Он подразумевает такое развитие мирового сообщества, при котором «нынешние поколения людей удовлетворяют свои потребности, не лишая будущие поколения возможности удовлетворять свои».

Его появление и широкое распространение в мировой практике связано с возросшей озабоченностью человечества ухудшающейся экологической обстановкой, истощением природных ресурсов и

многими другими факторами, ставящими под сомнение наше дальнейшее успешное существование.

Реализацию идей устойчивого развития призван координировать и претворять в жизнь Всемирный совет по экологическому строительству, который имеет уже в подавляющем большинстве стран – членов ООН свои национальные отделения.

В рамках концепции устойчивого развития появился новый подход к проектированию и возведению объектов, названный экологически рациональным проектированием.

Он предполагает интеграцию, анализ и оптимизацию экологических, технологических, социальных и экономических факторов на каждом этапе процесса проектирования, широкое использование энергосберегающих технологий и возобновляемых ресурсов, в том числе и замкнутый цикл ресурсопотребления, гармоничное вхождение нового здания в окружающую природную среду и многое другое, что должно сводить до минимума вредное воздействие человеческой деятельности на окружающий нас мир.

При этом подсчитано, что разумно осуществляемое экологически рациональное проектирование не только сохраняет природу, но и является экономически выгодным, поскольку сокращает расходы на содержание и обслуживание здания при рассмотрении этого процесса в длительной перспективе [29].

В прикладном смысле «зеленое строительство» предполагает использование таких технологий и мероприятий, которые обеспечат получение сертификата по какому-либо международному или национальному стандарту либо получение признания за счет публикации «прозрачных» расчетов эффективности. Стандарты же разработаны так, чтобы создавать устойчивую и комфортную среду обитания человека.

Применяются следующие международные системы сертификации: LEED (Leadership in Energy and Environmental Design, «Руководство в энергетическом и экологическом проектировании, США) и BREEAM (Building Research Establishment Environmental Assessment Method, «Метод оценки экологической эффективности от Исследовательского института строительства», Великобритания). Известен также DGNB (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen, «Совет устойчивого строительства Германии»). Разработано не-

сколько российских систем, в том числе ГОСТ Р54964–2012 «Оценка соответствия. Экологические требования к объектам недвижимости», признанный государством как национальный стандарт зеленого строительства и национальный стандарт СТО НОСТРОЙ 2.35.4–2011 «Зеленое строительство». Здания жилые и общественные. Рейтинговая система оценки устойчивости среды обитания».

Развивается международный стандарт «Пассивный дом» (Passive House), разработанный в Германии.

В Республике Беларусь типовые потребительские качества и критерии отнесения жилых домов к жилым домам повышенной комфортности утверждены на уровне государства в рамках специальных указаний [30].

Также в Республике Беларусь принята к использованию система энергетической сертификации зданий в рамках проекта «Межсекторное сотрудничество для развития энергоэффективности в Беларуси – продвижение энергетической сертификации зданий» [31]. Введен теплоэнергетический паспорт здания, который входит в состав проектной и приемо–сдаточной документации. Установлена классификация зданий по энергетической эффективности. Осуществляется комплексная программа по проектированию, строительству и реконструкции энергоэффективных жилых домов на перспективу до 2020 г. Начато строительство энергоэффективных зданий по всей территории Республики Беларусь [32].

### **Выводы**

На современном этапе развития проектирования применимы все три предлагаемые типа оценки проекта с учетом требований к ним безопасности, экологичности и энергоэффективности объекта строительства. Особое внимание рекомендуется уделить требованиям, предъявляемым к проекту конечными потребителями готовой строительной продукции, например будущими собственниками жилых и производственных помещений с точки зрения их последующей эксплуатации.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Маслоу А. Мотивация и личность / А. Маслоу. – 3-е изд. – Спб.: Питер, 2011. – 352с.
2. Архитектурное проектирование жилых зданий / М.В. Лисициан, В.Л. Пашковский, З.В. Петунина и др.; под ред. М.В. Лисициана, Е.С. Пронина. – М.: Архитектура – С, 2006.–488с.
3. Состав, порядок разработки и согласования проектной документации в строительстве: СНБ 1.03.02–96, Введ. 01.11.1996.– Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1996г. – 45с.
4. Системы качества в проектных организациях: П2–99 к СНБ 1.01.04–99. – Введ. 01.07.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 53с.
5. Выбор проектных решений в строительстве / Гусаков А.А. [и др.] ; под общ. ред. А.А. Гусакова – Москва: Стройиздат, 1982. – 266 с.
6. Birkhoff G. D. Mathematics of Aesthetics / G. D. Birkhoff.– In: The World of Mathematics. N.Y., 1956, vol. 4. – 90 с.
7. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве: СН 423–71 – Введ. 01.07.1971. – Москва: Госстрой СССР, 1971. – 31 с.
8. Авдотын, Л.Н. Применение вычислительной техники и моделирования в архитектурном проектировании / Л.Н. Авдотын. – М.: Стройиздат, 1978. – 255 с.
9. Стоимостная оценка проектных решений жилых домов на ранних стадиях проектирования / Д. Н. Яблонский, В.С. Волга – М. ЦНТИГС, 1968. – 36с.
10. Лаврик Г.И. Методы оценки качества жилища. Исследование, проектирование, экспертиза: учебник / Г. И. Лаврик. – Белгород: БГТУ им. Шухова, 2007. – 99 с.
11. Бронер Л. Д. Применение электронных вычислительных машин в архитектурно–строительном проектировании / Л. Д. Бронер. – М.: Стройиздат, 1966. – 171 с.
12. Иванов К.А. Архитектура как жизненная среда и как система / К.А. Иванов. // Вопросы теории архитектуры: сб. – М., 1976. – 132 с.



13. Яницкий О.Н. Экологическая перспектива города. / О.Н. Яницкий. – М.: Мысль, 1987 – 278 с.

14. Яргина З.Н. Социальные основы архитектурного проектирования: Учеб. для вузов /З.Н. Яргина, К.К. Хачатряц. – М.: Стройиздат, 1990. – 343 с.

15. Канаева И.Н. Вопросы методики социально-пространственного эксперимента при создании перспективных типов жилищ: Автореф. дис. на соиск. уч. степ. к. арх.: (18.00.02). М., 1980. – 26 с.

16. Лебедев Ю.С. и др. Архитектурная бионика / Ю. С. Лебедев, В. И. Рабинович, Е. Д. Положай и др.; под ред. Ю. С. Лебедева. — М.: Стройиздат, 1990г. — 269с.

17. Основы поточного строительства / Будников М.С., Недавний П.И., Рыбальский В.И., под ред. М.С. Будникова. – Киев: Госстройиздат УССР, 1961,—416с.:ил.

18. Фоков Р.И. Выбор оптимальной организации и технологии возведения зданий. / Р.И. Фоков. – Киев: Будвельник, 1969. –191с.

19. Гусаков А.А. Системотехника строительства / Рос. АН. Совет по комплекс. проблеме "Кибернетика".—2-е изд., перераб. и доп.—М., Стройиздат, 1993,368 с.:ил.

20. Субботин М.М. Организационное построение начальной фазы проектирования на основе качественного отображения объекта в семантической модели.— / М.М. Субботин. // В кн.: Труды ЦНИПИАСС, – М., 1975, вып. 8.

21. Кун Т. Школы в науке / Т. Кун. – Москва: Наука, 1977г. – 320 с.

22. Лакатос И. Доказательство и опровержение / И.Лакатос – Москва: ЛКИ – 154 с.

23. Завадскас Э.–К.К. Системотехническая оценка технологических решений строительного производства / Э.–К. К. Завадскас – Ленинград: Стройиздат. Ленинградское отделение, 1991.– 256с.

24. Шрейбер К.А. Вариантное проектирование при реконструкции жилых зданий. / К.А. Шрейбер. – М.: Стройиздат, 1990. 287 с.

25. Технологичность железобетонных конструкций и проектных решений / С.Н. Булгаков. – М.: Стройиздат, 1983 – 303с.

26. Экономическая оценка качества проектов. (На примере многоэтажных промышленных зданий) / С. Н. Рейнин, О. А. Сердюкова. – М.: Стройиздат, 1980. – 128 с.

27. Шумаков, В.В. Организация формирования качества проектов жилых зданий для конкретных условий строительства: дис. канд. техн. наук 05.23.10 / В.В. Шумаков. – Киев, 1998. – 235с.
28. Герасимов В. В. Методологические основы организации проектирования объектов жилищного строительства: дис. докт. техн. наук: 05.23.08 /В. В. Герасимов. – Новосибирск 2001.– 314с.
29. Устойчивое развитие: статья Википедии – свободной энциклопедии, 2013г. [http://ru.wikipedia.org/wiki/Устойчивое\\_развитие](http://ru.wikipedia.org/wiki/Устойчивое_развитие).
30. Об утверждении указаний по определению типовых потребительских качеств жилых помещений: Приказ Министерства архитектуры и строительства РБ от 7 октября 1999 г. N 303, Минск: ООО «Юрспектр», 2013. – 13 с.
31. Энергетическая сертификация зданий: первый опыт в Республике Беларусь / Чернолуцкая Е.В. [и др.] ; под общ. ред. Е. В. Чернолуцкой – Минск: «Альтиора–живые краски», 2012. – 25с.
32. Углубленный обзор политики и программ в сфере энергоэффективности: работа Секретариата Энергетической Хартии – Республика Беларусь, 2013. – [www.encharter.org](http://www.encharter.org).

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО–МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 699.86: 691.327.33

**ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПЕНОПОЛИСТИРОЛА  
В СИСТЕМАХ УТЕПЛЕНИЯ ЗДАНИЙ**

*КРАСУЛИНА Л.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В новом строительстве все большее распространение получают многослойные конструкции стен, в которых предусмотрено применение эффективных утеплителей. Рациональным способом повышения теплозащиты эксплуатируемых зданий является дополнительное наружное утепление. Одна из наиболее часто предлагаемых систем утепления – это система, при которой утеплитель крепится клеем и дюбелями на наружной поверхности стены, а затем на утеплитель наносится защитно–отделочное покрытие, состоящее из нескольких слоев полимерных или полимерминеральных составов, армированных стеклотеткой.

При наружной теплоизоляции создаются благоприятные температурно–влажностные условия работы изолируемых ограждающих конструкций. Существующая стена надежно защищается от неблагоприятных внешних воздействий суточных и сезонных температурных колебаний, которые ведут к неравномерным деформациям элементов стен, что приводит к образованию трещин, раскрытию швов, отслоению штукатурки.

Утепленная стена надежно защищена от атмосферных осадков, поэтому опасности появления какой-либо поверхностной флоры на поверхности стены из-за избытка влаги, образования льда в толще стены и других негативных явлений нет. В холодное время года наружная теплоизоляция препятствует охлаждению массивов ограждающих конструкций до температуры точки росы и выпадению конденсата в толще в толще стены за пределами теплоизоляционного слоя.

Надлежащее утепление зданий влечет за собой несомненную экономическую выгоду, так как обеспечивает сокращение энергопотребления. Единовременные затраты на достижение оптимальных теплотехнических свойств ограждающих конструкций на протяжении срока их службы многократно окупаются. Кроме того, хорошая и правильно подобранная теплоизоляция помогает создать здоровый микроклимат в домах, продлевает жизнь строительных конструкций, улучшает звукоизоляцию зданий.

Для улучшения теплотехнических характеристик наружных стен зданий и сооружений необходимо использовать материалы с низкими значениями теплопроводности. От значения теплопроводности зависит термическое сопротивление слоя ограждающей конструкции, а значит и ее сопротивление теплопередаче. Теплопроводность зависит от вещества, из которого изготовлен слой, от плотности материала, пористости, характера пор (открытые или замкнутые, мелкие или крупные, равномерно или нет распределены по объему материала), температуры и, особенно, от влажности.

В наружных ограждающих конструкциях рассматриваются следующие виды влаги [8]:

- строительная влага, которая вносится в ограждение при его изготовлении или при возведении зданий;
- грунтовая влага, проникающая в ограждение из грунта вследствие капиллярного всасывания;
- атмосферная влага, проникающая в ограждение при косом дожде или при протечках покрытий;
- гигроскопическая влага, находящаяся в ограждении вследствие гигроскопичности составляющих его материалов;
- эксплуатационная влага, выделение которой связано с эксплуатацией зданий.

Многие из этих видов влаги можно резко ограничить при правильном проектировании и качественном строительстве конструкций. Чаще всего основным фактором, определяющим влажность материалов ограждающих конструкций является процесс сорбции [5]. Сорбционная влажность это гигроскопическая влажность при данной температуре и относительной влажности воздуха, численно равная влажности материала, находящегося в состоянии равновесия с влажностью и температурой окружающего воздуха. Сорбционная или гигроскопическая влажность определяет теплотехнические свойства материала и в целом ограждающих конструкций зданий в процессе их эксплуатации.

Сорбционную влажность, характеризующую теплотехнические свойства пористых теплоизоляционных материалов определяют по ГОСТ 24816 [3].

Значения теплотехнических характеристик строительных, в том числе теплоизоляционных материалов, изменяются в конструкциях под воздействием эксплуатационных факторов во времени и могут существенно отличаться от значений, полученных при лабораторных испытаниях и указанных в технических условиях на материал. В ТКП 45–2.04–43–2006 [7] для каждого материала приводятся значения теплопроводности в сухом состоянии, а также в условиях эксплуатации А и Б. В соответствии с [7] условия эксплуатации А воспроизводятся при относительной влажности окружающего воздуха 75 %, а условия эксплуатации Б воспроизводятся при относительной влажности окружающего воздуха 90 %. Представленные в нормативном документе значения теплопроводности конкретного материала могут значительно различаться между собой в зависимости от сорбционных свойств материала. Чем большее количество влаги может поглотить материал при увеличении относительной влажности воздуха, тем больше будут различаться между собой значения теплопроводности материала в сухом состоянии и в условиях эксплуатации А и Б, а значит будет изменяться и термическое сопротивление слоя ограждающей конструкции из этого материала.

Наряду с сорбционной влажностью и теплопроводностью к теплотехническим свойствам теплоизоляционных материалов относится паропроницаемость. Для предотвращения конденсации водяного пара внутри наружных ограждающих конструкций необходимо рас-

считывать эти конструкции на сопротивление паропрооницанию. Значение сопротивления паропрооницанию зависит от паропрооницаемости и толщины каждого слоя конструкции.

Во избежание накопления влаги в многослойной ограждающей конструкции и связанного с ним снижения сопротивления теплопередаче ограждения, паропрооницаемость его слоев должна расти в направлении от теплой стороны ограждения к холодной.

Физико–технические свойства теплоизоляционных материалов оказывают большое влияние на теплотехническую эффективность и эксплуатационную надежность ограждающих конструкций, трудоемкость монтажа, возможность ремонта в процессе эксплуатации и в значительной степени сравнительную технико–экономическую эффективность различных вариантов утепления зданий.

На долговечность и стабильность теплофизических и физико–механических свойств теплоизоляционных материалов в конструкциях утепления зданий влияют многие эксплуатационные факторы [1]:

- знакопеременный температурно–влажностный режим эксплуатации;
- возможность капиллярного и диффузионного увлажнения теплоизоляционных материала;
- воздействие ветровых нагрузок;
- механические нагрузки от собственного веса в конструкциях стен и нагрузки при перемещении людей в конструкциях крыш и перекрытий.

С учетом указанных факторов материалы для утепления зданий должны отвечать следующим требованиям:

- обеспечить необходимое сопротивление теплопередаче при минимальной толщине конструкции, что достигается применением материалов с теплопроводностью не более  $0,06 \text{ Вт}/(\text{м К})$ ;
- паропрооницаемость материала должна иметь значения, исключающие возможность накопления влаги при эксплуатации;
- средняя плотность теплоизоляционных материалов ограничивается допустимыми нагрузками на несущие конструкции;
- предел прочности при 10 % деформации в конструкциях утепления крыш и перекрытий должны быть не менее 20 кПа;

- обладать морозостойкостью, гидрофобностью, водостойкостью, биостойкостью и отсутствием токсичных выделений при эксплуатации

В настоящее время для теплоизоляции зданий и сооружений чаще всего применяются такие эффективные теплоизоляционные материалы как пенополистирол и минеральная вата имеющие значения теплопроводности от 0,030 Вт/(м К) до 0,045 Вт/(м К).

Сравнение этих материалов с точки зрения энергопотребления при их производстве оказывается в пользу пенополистирола. Расход энергии при производстве пенополистирола приблизительно в пять раз ниже энергопотребления при производстве минеральной ваты. При выпуске пенополистирола количество вредных выбросов в атмосферу меньше, чем при производстве минеральной ваты. При производстве пенополистирола требуется очень точно выдерживать геометрические размеры изделий. В составе пенополистирола требуется обязательное наличие антипирена так как пенополистирол горюч. Время самостоятельного горения таких плит не должно превышать 4 секунд [6]. Пенополистирол отличается низкими значениями паропроницаемости (приблизительно в 10 раз меньшими, чем у минеральной ваты), что приводит к увеличению нагрузки на внутреннюю вентиляцию. При отсутствии принудительной вентиляции это может привести к увеличению влажности стен в помещении, ухудшению микроклимата. Это говорит о том, что при применении в качестве утеплителя пенополистирола требуется обязательное регулирование влажности воздуха внутри помещения с помощью систем механической приточно–вытяжной вентиляции.

Для того чтобы правильно рассчитать утепление ограждающих конструкций, необходимо проводить комплексные исследования физико–механических свойств используемого утеплителя, особенно если этим утеплителем является пенополистирол.

В работе исследованы теплотехнические свойства пенополистирола. Для изучения сорбционных свойств предварительно высушенные и взвешенные образцы увлажняли в течение пяти месяцев в соответствии с требованиями [3]. Полученные результаты представлены в таблице 1.

**Таблица 1. Сорбционная влажность пенополистирола различной плотности**

Относительная влажность воздуха, %	40	60	75	80	90	97
Сорбционная влажность пенополистирола различной плотности, %						
–плотность 16 кг/м <sup>3</sup>	0,45	0,50	0,73	0,78	0,91	1,14
–плотность 26 кг/м <sup>3</sup>	0,34	0,45	0,66	0,74	0,80	0,94
–плотность 36 кг/м <sup>3</sup>	0,30	0,35	0,55	0,64	0,68	0,79

Сорбционную влажность экструдированного пенополистирола плотностью 35 кг/м<sup>3</sup> и 40 кг/м<sup>3</sup> определяли по ГОСТ 17177 [2]. Значения максимальной сорбционной влажности для этих материалов изменялись от 0,036 % до 0,052 %. Результаты проведенных исследований показали, что пенополистирол обладает низкими значениями сорбционной влажности даже при высоких значениях относительной влажности воздуха, что объясняется закрытой ячеистой структурой материала. Благодаря такой структуре, пенополистирол характеризуется стабильными теплоизоляционными свойствами при значительных изменениях влажности окружающей среды, что подтвердили результаты исследований, представленные в таблице 2.

Теплопроводность экструдированного пенополистирола плотностью 35 кг/м<sup>3</sup> и 40 кг/м<sup>3</sup> составила в сухом состоянии 0,0358 Вт/(м К) и 0,0354 Вт/(м К) соответственно, после выдержки образцов в условиях эксплуатации А и в условиях эксплуатации Б значения теплопроводности изменились незначительно и колебались в пределах (0,0358–0,0362) Вт/(м К) и (0,0354–0,0359) Вт/(м К) соответственно



**Таблица 2. Теплопроводность пенополистирола различной плотности и влажности**

Средняя плотность пенополистирола, кг/м <sup>3</sup>	Теплопроводность в сухом состоянии, Вт/(м К)	Теплопроводность пенополистирола, выдержанного при относительной влажности воздуха 75 %, Вт/(м К) (условия эксплуатации А)	Теплопроводность пенополистирола, выдержанного при относительной влажности воздуха 90 %, Вт/(м К) (условия эксплуатации Б)
16	0,0398	0,0419 (влажность материала 0,71–0,75 %)	0,0431 (влажность материала 0,90–0,93 %)
26	0,0378	0,0396 (влажность материала 0,65–0,67 %)	0,0402 (влажность материала 0,81–0,83 %)
36	0,0374	0,0391 (влажность материала 0,52–0,56 %)	0,0397 (влажность материала 0,76–0,80 %)

Полученные результаты показывают, что пенополистирол значительно изменяет значение сорбционной влажности и сохраняет практическую стабильность значений теплопроводности при значительных увеличениях влажности окружающей среды.

Изучение паропроницаемости образцов пенополистирола по ГОСТ 25898 [4] показали, что численные значения этого показателя являются низкими и колеблются в пределах от 0,041 мг/(м ч Па) до 0,015 мг/(м ч Па).

Пенополистирол является эффективным теплоизоляционным материалом со стабильными теплотехническими свойствами. Плохая паропроницаемость этого материала требует регулирования влажности воздуха внутри помещения с помощью систем механической приточно–вытяжной вентиляции.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Галашов Ю.Ф. Теплоизоляционные изделия в ограждающих конструкциях зданий. / Ю.Ф.Галашов // Строительные материалы. – 2000. – № 12. – с.5–7.
2. ГОСТ 17177–94 Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний. Р. 9./ – М. – ГП «Минсктиппро-ект», 1994. – 56с.
3. ГОСТ 24816–81 Материалы строительные. Определение сорбционной влажности /– М–; Издательство стандартов, 1981. – 6с.
4. ГОСТ 25898–83 Материалы и изделия строительные. Методы определения сопротивления паропрооницанию /– М –; Издательство стандартов, 1983 – 18 с.
5. Комаров В.С. Адсорбенты и их свойства / В.С. Комаров – Минск; наука и техника, 1977. – 248 с.
6. СТБ 1437–2004 Плиты пенополистирольные теплоизоляционные. / МАиС РБ. – Минск, 2004. – 15с.
7. ТКП 45–2.04–43–2006 Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования. Минск –2006– 113 с.
8. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий / К.Ф. Фокин. –М: Наука, 1973. – 259 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 693.55.033.13

**СИСТЕМНЫЙ ПОДХОД К ПРОБЛЕМЕ ЗАТРАТ  
ЭНЕРГОРЕСУРСОВ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ МОНОЛИТНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ**

*МИНЕЕВ Р.А. , ПИКУС Д.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Процесс расхода энергоресурсов при возведении монолитных бетонных и железобетонных конструкций в условиях отрицательных температур можно рассматривать как функционирование большой сложной вероятностной системы «Возведение монолитных бетонных и железобетонных конструкций в зимних условиях». Система состоит из ряда функциональных подсистем, основными из которых являются:

- подсистема приготовления бетонной смеси;
- подсистема транспортировки и укладки бетонной смеси;
- подсистема подготовки и установки опалубки;
- подсистема подготовки и установки арматуры;
- подсистема теплоизоляции прогреваемого бетона;
- подсистема обогрева бетона;
- подсистема организации и контроля тепловой обработки и остывания.

Целью системы является обеспечение получения бетона с заданными параметрами в установленные сроки в условиях монолитного бетонирования в зимнее время [2],[3],[4].

В качестве *критерия цели* принимается величина затрат энерго-ресурсов, расходуемых на технологические нужды при возведении монолитных конструкций. Целевая функция системы может быть представлена в следующем виде:

$$C = Z_{\text{пбс}} + Z_m + Z_y + Z_{\text{мбс}} + Z_{\text{по}} + Z_{\text{па}} + Z_{\text{осн}} + Z_{\text{пт}} + Z_{\text{то}} \rightarrow \min, (1)$$

где  $Z_{\text{пбс}}$  – затраты энерго-ресурсов на подогрев воды и заполнителей для приготовления бетонной смеси;  $Z_t$  – потери тепла при транспортировке бетонной смеси;  $Z_y$  – потери тепла при укладке бетонной смеси;  $Z_{\text{мбс}}$  – затраты энерго-ресурсов на предварительный подогрев бетонной смеси;  $Z_{\text{по}}$  – затраты энерго-ресурсов на подготовку опалубки (очистка от наледи);  $Z_{\text{па}}$  – затраты энерго-ресурсов на подготовку арматуры (очистка от наледи);  $Z_{\text{осн}}$  – затраты энерго-ресурсов на подготовку (отогрев) основания, на которое укладывается бетонная смесь;  $Z_{\text{пт}}$  – затраты энерго-ресурсов на подъём температуры бетонной смеси;  $Z_{\text{то}}$  – затраты энерго-ресурсов на компенсацию теплопотерь в процессе тепловой обработки.

Каждая подсистема имеет свою локальную цель, подчинённую общей цели системы. Критерии цели каждой подсистемы могут совпадать с общим критерием цели или же выступать в виде ограничений.

Управляемость системы возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций заключается в возможности изменения величины критерия эффективности при целенаправленном изменении её отдельных управляемых параметров. Управляемыми называют параметры, которые в определённых пределах по желанию субъекта управления могут изменять свои значения, например скорость подъёма температуры, термическое сопротивление теплоизоляции, продолжительность тепловой обработки, сокращение количества передаваемого бетону тепла и т.д. Неуправляемые параметры изменяют свои значения независимо от желания субъекта управления и путём воздействия на те или другие части системы изменяют величину критерия эффективности, т.е. количество затрат энерго-ресурсов. Теоретически сущность управления режимом тепловой обработки и другими технологическими процессами заключается в

целенаправленном изменении управляемых параметров с учётом воздействия неуправляемых для достижения поставленной цели – получения монолитных бетонных и железобетонных конструкций требуемого качества в установленные сроки с минимальными затратами энергоресурсов. В каждой из подсистем имеются управляемые параметры, воздействие на которые влияют на критерий эффективности.

Задачей работников, занятых возведением монолитных конструкций в зимних условиях, является поиск резервов снижения затрат энергоресурсов в конкретных производственных условиях в разрезе каждой подсистемы.

Для более полного использования имеющихся возможностей целесообразно с этой точки зрения последовательно проанализировать подсистемы, непосредственно связанные с расходом тепла.

Целью подсистемы приготовления бетонной смеси является соответствие требуемым качественным характеристикам. В качестве критерия эффективности принимается величина расхода энергоресурсов, необходимая для обеспечения требуемой температуры бетонной смеси на выходе из бетоносмесительной установки.

Целевая функция подсистемы:

$$Cпбс = Э_{кз} + Э_{мз} + Э_в \rightarrow \min, \quad (2)$$

где  $Э_{кз}$  – затраты энергоресурсов на подогрев крупного заполнителя;  $Э_{мз}$  – затраты энергоресурсов на подогрев мелкого заполнителя;  $Э_в$  – затраты энергоресурсов на подогрев воды.

В качестве основного ограничения принимается температура бетонной смеси на выходе из бетоносмесителя, обеспечивающая нормальные условия её транспортировки и укладки.

$$t_{бсв} \geq \frac{t_{бн} - t_n \sum_{i=1}^m \Delta t_i}{1 - \sum_{i=1}^m \Delta t_i} \quad (3)$$

где  $t_{бсв}$  – температура бетонной смеси на выходе из бетономешалки;  $t_{бн}$  – нормируемая температура бетонной смеси перед укладкой в опалубку или предварительным электроразогревом;  $t_n$  – температура наружного воздуха;  $\sum_{i=1}^m \Delta t_i$  – снижение температуры бетонной смеси на протяжении технологического цикла, включающего все операции от её получения из смесителя и заканчивая укладкой и

изоляции, а при предварительном электроразогреве – загрузкой в бункер для разогрева;  $\Delta t_i$  – снижение температуры бетонной смеси на  $i$ -й операции технологического цикла.

В качестве ограничений выступает также температура воды затворения и бетонной смеси на выходе из смесителя. В зависимости от используемого цемента ограничения составят:

- для бетонной смеси на портландцементе, шлакопортландцементе и пуццолановом портландцементе марок ниже М600

$$t_{вз} \leq 70 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (4)$$

$$t_{бсв} \leq 35 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (5)$$

где  $t_{вз}$  – температура воды затворения бетонной смеси;  $t_{бсв}$  – температура бетонной смеси на выходе из смесителя.

- для бетонной смеси на быстротвердеющем портландцементе и портландцементе марки М600 и выше

$$t_{вз} \leq 60 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (6)$$

$$t_{бсв} \leq 30 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (7)$$

- для бетонной смеси на глинозёмистом портландцементе

$$t_{вз} \leq 40 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (8)$$

$$t_{бсв} \leq 25 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (9)$$

Основные потери тепла в этой подсистеме происходят в период загрузки бетонной смесью транспортных средств. Величина этих потерь зависит от многих факторов, основными из которых являются:

- продолжительность загрузки транспортного средства;
- разность температур бетонной смеси и наружного воздуха;
- тип транспортного средства.

Для определения величины снижения температуры бетонной смеси в зависимости от комплексного воздействия указанных факторов в работе предусматривается представить при выполнении следующего этапа в виде таблиц и графиков, отражающих этот процесс в нормальных производственных условиях. Для этой цели могут быть приняты различные технологические и организационные решения, в т.ч.:

- сокращение времени приготовления бетонной смеси, в т.ч. за счёт увеличения производительности бетоносмесительных устройств;
- повышение теплозащитных свойств загружаемых транспортных средств;
- принятие мер по уменьшению ветровой нагрузки на загружаемые транспортные средства;
- четкой организации процесса приготовления бетонной смеси и её загрузки в транспортные средства.

Целью подсистемы транспортировка и укладка бетонной смеси в опалубку являются потери тепла в процессе транспортировки, укладки бетонной смеси и её изоляции. Целевая функция системы:

$$\sum_{i=1}^m \Delta t_i \rightarrow \min \quad (10)$$

Основное ограничение – потери тепла в процессе транспортировки и укладки бетонной смеси должны быть минимальными и обеспечить её температуру не ниже расчётной ( $t_p$ ), которая для конструкций с дальнейшей тепловой обработкой должна быть не ниже чем  $0^\circ\text{C}$ , т.е.,

$$\frac{t_{\text{бн}} - t_n \sum_{i=1}^m \Delta t_i}{1 - \sum_{i=1}^m \Delta t_i} - \sum_{i=1}^m \Delta t_i \geq t_p \quad (11)$$

Подсистема включает ряд технологических операций, в процессе которых происходят затраты энергоресурсов. К таким операциям относятся:

- транспортировка бетонной смеси;
- выгрузка бетонной смеси и подача к месту укладки;
- укладка и уплотнение бетонной смеси;
- заглаживание, гидротеплоизоляция и (при необходимости) установка электродов.

Снижение температуры бетонной смеси в процессе её транспортировки зависит от многих факторов, основными из которых являются:

- вид транспортного средства и степень теплоизоляции перевозимой бетонной смеси;

- величина разности температуры бетонной смеси и наружно-го воздуха;
- продолжительность транспортировки смеси.

В зависимости от вида используемого транспортного средства потери тепла колеблются в значительных пределах. Продолжительность транспортировки смеси принимается с учётом её скоростного режима. В соответствии с нормативными данными для транспортировки бетонной смеси при расчётах принимается следующий режим: средняя скорость транспортирования для дорог с жестким покрытием – 30 км/ча для дорог с мягким покрытием – 15 км/ч. Наблюдения за работами по монолитному бетонированию показали, что фактическая продолжительность транспортирования бетонной смеси в условиях г. Минска отличается от расчётной. В дневное время на отдельных направлениях были случаи превышения расчётного времени транспортирования смеси на 75 %, а в вечернее и ночное время – значительное сокращение.

Подача смеси после выгрузки к месту укладки может осуществляться различными способами: нагнетательным методом по утепленному или неутеплённому бетоноводу, шахтным подъёмником или краном. Укладка бетонной смеси в опалубку и её уплотнение производится послойно в соответствии с действующими нормативами. После укладки в опалубку и уплотнения бетонной смеси выполняется ряд операций, при выполнении которых также снижается температура – это заглаживание поверхности, гидротеплоизоляция и установка (при необходимости) электродов.

Величину снижения температуры бетонной смеси в процессе её транспортирования, подачи к месту укладки, укладке и уплотнению, а также заглаживанию поверхности и гидротеплоизоляции и т.д. предусматривается рассчитывать в автоматизированном режиме, для чего при выполнении следующего этапа будет разработано соответствующее программное обеспечение. В случаях значительного отличия фактических данных от расчётных, необходимо принять меры по ликвидации или уменьшению полученного разрыва. Для этой цели могут быть приняты различные технологические и организационные решения, в т.ч.:



- рациональный выбор и повышение теплозащитных свойств транспортных средств;
- выбор и проверка маршрута и времени транспортирования бетонной смеси;
- чёткая организация работы по транспортированию и укладке бетонной смеси, исключая простои загруженных транспортных средств.

Целью подсистемы установка опалубочных систем является обеспечение требуемых геометрических параметров бетонных и железобетонных конструкций, технологичность укладки бетона, его тепловой обработки и контроля процесса твердения. В качестве критерия эффективности принимается величина расхода энергоресурсов на подготовку опалубки. Целевая функция подсистемы:

$$C = Z_{по} + Z_{noc} \rightarrow \min, \quad (12)$$

где  $Z_{noc}$  – затраты энергоресурсов на отопление грунтового основания (подготовки), бетона, стыков.

Затраты энергоресурсов на подготовку опалубки касаются, в первую очередь, их расход на очистку от снега и наледи. Эти затраты могут быть сокращены путём надлежащего складирования элементов и укрытия установленной опалубки.

Целью подсистемы укладка арматуры в соответствии с проектной документацией и, при необходимости, с одновременной установкой элементов нагревателей, например греющего провода является величина затрат энергоресурсов на очистку арматуры от наледи. Целевая функция подсистемы:

$$C = Z_{на} \rightarrow \min. \quad (13)$$

Затраты энергоресурсов необходимы для очистки арматуры от снега и наледи. Кроме того, в соответствии с [1] бетонирование густоармированных конструкций с арматурой диаметром более 24 мм, арматурой из жестких прокатных профилей или с крупными металлическими закладными частями следует выполнять с предварительным отоплением металла до положительной температуры.

Целью подсистемы подвод тепла для подъёма температуры и тепловой обработки монолитных бетонных и железобетонных конструкций являются затраты энергоресурсов, необходимые и достаточные для подъёма температуры и тепловой обработки изделий. Целевая функция подсистемы представляется в виде:

$$C = Z_{нбс} - Z_3 + Z_{на} + Z_{нив} + Z_o + Z_{кн} + Z_{ипч}\tau \rightarrow min, \quad (14)$$

где  $Z_{нбс}$  – затраты энергоресурсов на нагрев бетонной смеси;  $Z_3$  – снижение расхода энергоресурсов за счёт тепла, выделяемого в результате гидратации цемента при экзотермических реакциях;  $Z_{на}$  – затраты энергоресурсов на нагрев арматуры;  $Z_{нив}$  – затраты энергоресурсов на испарение влаги в процессе подъема температуры;  $Z_o$  – затраты энергоресурсов на нагрев опалубочной системы (совместно с теплоизоляцией);  $Z_{кн}$  – затраты энергоресурсов на компенсацию потерь тепла в окружающую среду в процессе подъема температуры;  $Z_{ипч}$  – затраты энергоресурсов на компенсацию потерь тепла в окружающую среду в процессе тепловой обработки (изотермического прогрева) в течение одного часа;  $\tau$  – время тепловой обработки (изотермического прогрева).

Основными ограничениями подсистемы являются:

Скорость подъема температуры при тепловой обработке бетона для конструкций с модулем поверхности  $M_n \leq 4 \text{ м}^{-1}$

$$V_t \leq 5 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ч}; \quad (15)$$

для конструкций с модулем поверхности  $\geq 4 \text{ м}^{-1}$   $M_n \leq 10 \text{ м}^{-1}$

$$V_t \leq 10 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ч}; \quad (16)$$

- для конструкций с модулем поверхности  $M_n \geq 10 \text{ м}^{-1}$  и бетонированных в скользящих опалубках

$$V_t \leq 15 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ч}; \quad (17)$$

- для стыков

$$V_t \leq 20 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ч}. \quad (18)$$

Температура тепловой обработки (прогрева) бетонной смеси не должна превышать следующих величин:

- для бетона на портландцементе

$$t_n \leq 80 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (19)$$

- для бетона на шлакопортландцементе

$$t_n \leq 90 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (20)$$

Цель подсистемы – сокращение тепловых потерь в процессе подъема температуры и тепловой обработки монолитных конструкций являются затраты энергоресурсов на компенсацию потерь тепла в

процессе подъёма температуры и тепловой обработки. Целевая функция подсистемы

$$C = Z_{\text{кн}} + Z_{\text{инт}} \rightarrow \min, \quad (21)$$

где  $Z_{\text{кн}}$  – затраты энергоресурсов на компенсацию потерь тепла в окружающую среду в процессе подъёма температуры;  $Z_{\text{инт}}$  – затраты энергоресурсов на компенсацию потерь тепла в окружающую среду в процессе тепловой обработки (изотермического прогрева).

Целью подсистемы организация работ по возведению монолитных бетонных и железобетонных конструкций при отрицательных температурах наружного воздуха, контроль и регулирование режимов тепловой обработки и остывания является расход энергоресурсов в процессе тепловой обработки. Целевая функция подсистемы:

$$C = Z_{\text{инт}} + Z_{\text{от}} \rightarrow \min, \quad (22)$$

где  $Z_{\text{инт}}$  – затраты энергоресурсов на тепловую обработку бетона после достижения нормативной величины температуры в контрольных точках;  $Z_{\text{от}}$  – затраты энергоресурсов на тепловую обработку бетона после достижения бетоном требуемых прочностных показателей.

Основными ограничениями подсистемы являются:

- скорость остывания бетона по окончании тепловой обработке ( $V_{\text{то}}$ ) для конструкций с модулем поверхности  $M_n \leq 4 \text{ м}^{-1}$  определяется специальным расчётом ( $V_{\text{топ}}$ )

$$V_{\text{то}} \leq V_{\text{топ}} \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ч}; \quad (23)$$

- для конструкций с модулем поверхности  $\geq 4 \text{ м}^{-1} M_n \leq 10 \text{ м}^{-1}$

$$V_t \leq 5^\circ\text{C}/\text{ч}; \quad (24)$$

- для конструкций с модулем поверхности  $M_n \geq 10 \text{ м}^{-1}$

$$V_t \leq 10^\circ\text{C}/\text{ч}. \quad (25)$$

Таким образом в системе можно выделить большое количество ограничений, оказывающих заметное влияние на её функционирование и, соответственно, на принятые критерии эффективности. В каждом конкретном случае ограничения устанавливаются на основе изучения фактических условий ее функционирования. Наиболее характерными ограничениями в рассматриваемой системе являются:

- ограничения, связанные с возможностью использования различных видов энергоресурсов по их номенклатуре и количеству;

- ограничения финансовых ресурсов на приобретение;
- временные ограничения (ограничения во времени);
- ограничения параметров температурно–влажностного режима твердеющего бетона;
- ограничения трудовых ресурсов (ограничения в рабочей силе);
- ограничения транспортных ресурсов (ограничения в использовании транспортных средств, машин, механизмов, специального технологического оборудования, средств малой механизации и других энергопотребляющих устройств);
- ограничения, зафиксированные в проектно–сметной документации;
- ограничения, связанные с обеспечением требуемых санитарно–гигиенических и безопасных условий труда и охраны окружающей среды;
- ограничения, накладываемые действующими нормативно–техническими документами, правовыми актами и т. д.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства (02250): ТКП 45–5.03–21–2006.
2. Лысов, В.П. Организационно–технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат / В.П. Лысов, Н.М. Голубев [и др.] // Строительная наука и техника. – 2007. – №1. – С. 48–54.
3. Лысов, В.П., Голубев, Н.М., Пикус, Д.М., Кривицкая, Т.В. Организационно–технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат // Строительная наука и техника. – 2007. – №1. – с.48–54,
4. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / Под редакцией Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна [и др.] // – М.: РААСН, НИИЖБ. – 2005. – 275 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

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

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69:658.310.841

**НОВЫЕ ПРАВИЛА ЗАКЛЮЧЕНИЯ И ИСПОЛНЕНИЯ  
ДОГОВОРОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ПОДРЯДА**

*ШТУРБИНА Е.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Договором подряда является соглашение, по которому подрядчик обязуется по заданию заказчика выполнить определенную работу, сдать её результаты заказчику в установленный срок, а заказчик обязуется принять результат работы и оплатить (статья 656 Гражданского кодекса Республики Беларусь, далее ГК).

Основные хозяйственные договоры в строительстве по типам классифицируются на:

- договоры по производству работ (строительного подряда, выполнения проектных и изыскательных работ, выполнение подрядных работ для государственных нужд, договоры субподряда);
- договоры по оказанию услуг (выбору заказчика, по оказанию инженерных услуг и т.д.);
- договора по приобретению имущества (поставки).[7]

Характерными признаками договора подряда в строительстве являются:

- сторонами договора выступают заказчик, в интересах которого выполняется работа и создается её результат, а также подрядчик, выполняющий задание заказчика;

- подрядчик действует в точном соответствии с заданием заказчика;
- подрядчик выполняет определенную работу, создает ее результат и передает его заказчику;
- задание подрядчик выполняет в согласованные с заказчиком сроки;
- задание заказчика выполняется подрядчиком из собственных материалов, его силами и средствами, если иное не предусмотрено соглашением сторон;
- подрядчик может для выполнения задания заказчиком привлекать других лиц (субподрядчиков);
- заказчик вправе контролировать ход и качество выполняемой подрядчиком работой, не вмешиваясь в его работу;
- риск случайной гибели или случайного повреждения результата выполненной работы до ее приемки заказчиком несет подрядчик;
- качество выполненной подрядчиком работы должно соответствовать условиям договора;
- если работы выполняются некачественно, заказчик вправе приостановить ее дальнейшее выполнение и потребовать от подрядчика безвозмездного устранения недостатков;
- заказчик обязан принять результаты работы и оплатить ее;
- заказчик и подрядчик в договоре определяют порядок расчетов за выполняемую работу. [7]

В строительстве применяются:

- договора подряда на выполнение проектных и изыскательских работ;
- договора строительного подряда;
- контракт на выполнение подрядных работ для государственных нужд;
- договора субподряда.

Заключение договоров строительного подряда предусмотрено ст. 696–712 ГК и Правилами заключения и исполнения договоров строительного подряда, утвержденных постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 15.09.1998 №1450 (в ред. поста-

новление Совета Министров Республики Беларусь от 30.06.2011 «875).

Постановлением определен новый порядок заключения договоров подряда и их исполнения.

Предметом договора строительного подряда является строительство объекта и (или) выполнение строительных, специальных, монтажных, пусконаладочных работ и возмездная передача объекта, результата строительных работ заказчику. [6]

Объектом строительства является здание, сооружение или инженерная система на строительство (расширение, реконструкцию, реставрацию, благоустройство или ремонт) который разрабатывается проектная документация. Законодательство не обязывает заказчика разрабатывать проектно – сметную документацию только на текущий ремонт. Следовательно, объектами строительства являются не только возведение нового здания, сооружения или инженерной системы, но и такие комплексы строительных работ на действующем объекте, как капитальный ремонт, реконструкция, реставрация, благоустройство.

Включение в договор строительного подряда отдельных работ регламентирует классификатор видов работ и услуг в строительстве, утвержденный приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 26.08.2004 г. №217 с учетом изменений от 18.12.2007 г. №410). Новыми Правилами определено, что при согласии участников строительства договорные отношения между ними могут также регулироваться международными типовыми контрактами Международной федерации инженеров – консультантов (РЮИС) с учетом законодательства Республики Беларусь.

Договора подряда в строительстве заключаются по результатам подрядных торгов в случае необходимости их проведения, по приглашению сторон – при отсутствии оснований для их проведения.

Проведение подрядных торгов, если иное не установлено Президентом Республики Беларусь, является обязательным при заключении договоров на строительство объектов, в том числе возведение, реконструкцию, ремонт, реставрацию, благоустройство объектов, снос, консервацию не завершенных строительством объектов, включая выполнение организационно – технических мероприятий, подготовку разрешительной и проектной документации, выполне-

ние строительно – монтажных и пусконаладочных работ, финансируемых за счет:

- внешних государственных займов, внешних займов, привлекаемых под гарантии Правительства Республики Беларусь и кредитов банков Республики Беларусь, выдаваемых под гарантии Правительства Республики Беларусь, – при стоимости строительства объекта 3 000 базовых величин и более.

- иных источников, за исключением объектов, финансируемых полностью или частично за счет бюджетных средств и (или) средств государственных внебюджетных фондов, а также полностью финансируемых за счет средств иностранных инвесторов, – при стоимости строительства объекта 50 000 базовых величин и более. [1]

Подрядные торги – форма размещения заказов на строительство объектов, выполнение работ, оказание услуг, поставку товаров для строительства, предусматривающая выбор подрядчика, исполнителя, поставщика на основе конкурса.

Специфичность торгов проявляется через следующие признаки:

1. Торги могут применяться в тех случаях, когда подобный механизм не противоречит сущности заключения договора. Например, торги невозможно применять при заключении договоров дарения, розничной купли–продажи, бытового подряда, аренды, кредита и т.д. В строительстве распространены договоры подряда, поставки и оказания услуг, содержание которых не противоречит использованию конкурсного размещения заказов.

2. Гражданское законодательство не исключает применение конкурсного размещения заказов по усмотрению организатора торгов, т.е. в случаях, когда законодательство этого не требует.

3. Законодательство устанавливает основание обязательности проведения подрядных торгов. Такие основания установлены п.1 Указа № 58 и п.3, 4, 6 Положения. Как правило, ими являются соответствующие источники финансирования и стоимости строящегося объекта. При их наличии проведение предметных торгов для заказчика (других лиц) является его (их) обязанностью. Несоблюдение этой обязанности, т.е. применение другого механизма заключения



договора, влечет недействительность договора и применение мер ответственности.

4. В основе торгов содержится особый порядок подбора его участников (претендентов) в виде конкурса. Победитель избирается из нескольких участников, которых в соответствии с п.5 ст.417 ГК должно быть не менее двух.

5. Цель конкурса – выбор лучшего предложения. Выбор осуществляется в условиях конкуренции, борьбы между претендентами. В условиях такого соперничества проявляется преимущество одного претендента по отношению к другим, стремление развить преимущество или устранить отставание, что повышает экономическую эффективность предложений и результатов торгов.

6. Законодательство определяет перечень процедур, порядок их проведения, т.е. механизм проведения торгов, необходимость размещения извещения о проведении торгов в средствах массовой информации, его содержание, а также требует включения в конкурсную документацию информацией о допуске к участию в торгах, порядок оценки предложений. Законодательство одновременно устанавливает, что организатор торгов при необходимости вправе разработать в конкурсной документации дополнительные условия, направленные на более детальное регламентирование механизма торгов, исходя из особенности их предмета.

7. Оценка предложений претендентов проводится коллегиально членами конкурсной комиссии, заранее назначенной организатором торгов. При этом применяются единые для всех претендентов критерии и методы оценки их предложений, что обеспечивает равенство и объективность для всех участников. Деятельность при оценке предложений направлена на выявление наиболее эффективного предложения.

8. Договор по результатам торгов заключается с соблюдением установленных правил: его существенные условия определяются требованиями претендента–победителя. Установлены сроки заключения договора после завершения торгов, обязательность их заключения, как для организатора торгов, так и для претендента–победителя.[8]

Торги, проводимые в той или иной форме на протяжении многих лет, доказали свою эффективность, которая зависит от:

- качества подготовки, организации торгов;
- продолжительности проведения;
- количества претендентов, участвующих в них;
- обеспечение конфиденциальности сведений, содержащихся в конкурсных предложениях претендентов;
- обоснованного выбора победителей торгов;
- размера материальных затрат, связанных с организацией и проведением подрядных торгов.

При проведении подрядных торгов:

- форма собственности заказчика и его ведомственная принадлежность не влияет на их обязательность, т.е. они проводятся независимо от того, в чьей собственности находятся источники финансирования строящихся объектов;
- выбор подрядчика на строительство объекта должен осуществляться из двух и более претендентов, что обеспечивает формирование конкурентной среды и достижение более эффективных условий строительства;
- разрабатывается определенная законодательством конкурсная документация, которая организатором торгов соответствующим образом доводится до сведения претендентов;
- организация, проведение и подведение их итогов производится с соблюдением установленных законодательством требований, обеспечивающих выбор их победителя, представившего наиболее выгодное для организатора торгов предложение;
- выбор победителя осуществляется согласно разработанной заказчиком методике (бальной, ранговой, экспертной и др.) на основании установленных критериев оценки конкурсных предложений, сформированных исходя из условий подрядных торгов для соответствующего объекта строительства.

Подрядные торги могут быть открытыми, закрытыми, которые, в свою очередь, в установленных случаях могут проводиться по упрощенной схеме. Выбор формы проведения торгов зависит от вида объекта, по которому размещается заказ на его возведение (жилищное строительство, объекты специального назначения и т.п.).

Законодательством предоставлено право определять без проведения подрядных торгов генеральную проектную организацию, генеральную подрядную организацию, субподрядные проектные, строительные и иные организации на строительство объектов включенных:

- в государственную инвестиционную программу, государственную программу строительства энергоисточников на местных видах топлива (по перечню объектов, определяемых Советом Министров Республики Беларусь по согласованию с Президентом Республики Беларусь), а также в перечень объектов Белорусской энергетической системы, строительство которых осуществляется с привлечением кредитных ресурсов банков Китайской Народной Республики;
- в инвестиционные программы областей и г. Минска;

Проведение торгов не является обязательным при заключении договоров:

- на строительство, осуществляемое в целях ликвидаций аварийных или чрезвычайных ситуаций либо их предупреждения (при наличии заключения уполномоченного органа);
- на строительство жилых домов;
- на строительство объектов в сельскохозяйственных организациях, агрогородках и иных населенных пунктах с численностью населения до 20 тыс.чел.;
- субподряда, заключаемых генеральным подрядчиком для выполнения отдельных видов проектно-изыскательских, строительных, монтажных, специальных и иных работ (услуг);
- на поставку товаров, используемых при строительстве объектов, производимых организациями Республики Беларусь, по перечню таких товаров, утвержденному Советом Министров Республики Беларусь;
- в случае, если подрядные торги, проведенные в установленном порядке, признаны несостоявшимися из-за отсутствия необходимого количества претендентов. [1]

При строительстве объектов, финансируемых полностью или частично за счет бюджетных средств и (или) средств государственных внебюджетных фондов, порядок закупки товаров при строительстве объектов устанавливается Правительством Республики Беларусь.

Закупкой товаров при строительстве считается закупка товаров, за исключением технологий и оборудования, по которым необходима разработка специальных технических условий для последующей разработки проектно–сметной документации, осуществляемая на основании проектно–сметной (сметной документации), определяющей перечень и количество (объем) товаров, необходимых для строительства объектов.

Выбор подрядчиков на строительство объектов, финансируемых полностью или частично за счет бюджетных средств, и (или) средств государственных внебюджетных фондов, закупки товаров и услуг за счет указанных средств при строительстве объектов осуществляется в соответствии с Законом Республики Беларусь от 13 июля 2012 года «О государственных закупках товаров (работ, услуг)».

Основными принципами осуществления государственных закупок является:

- эффективное расходование денежных средств;
- гласность и прозрачность процесса государственных закупок;
- возможность участия в государственных закупках юридических и физических лиц, в том числе индивидуальных предпринимателей;
- развитие добросовестной конкуренции;
- обеспечение справедливого и беспристрастного отношения к потенциальным поставщикам (подрядчикам, исполнителям);
- оказание поддержки отечественным поставщикам (подрядчикам, исполнителям) в той мере, в которой это не противоречит международным договорам Республики Беларусь;
- предотвращение коррупции в области государственных закупок.

К видам процедур государственных закупок относятся:

- открытый конкурс;
- закрытый конкурс;
- электронный аукцион;
- процедура запроса ценовых предложений;
- процедура закупки из одного источника;

- биржевые торги.

Открытый конкурс – вид процедуры государственной закупки, представляющей собой гласный и конкурентный способ выбора поставщика (подрядчика, исполнителя) при осуществлении государственных закупок, в рамках которого любой заинтересованный потенциальный поставщик (подрядчик, исполнитель) может представить свое предложение.

Закрытый конкурс – вид процедуры государственной закупки, представляющий собой конкурентный способ выбора поставщика (подрядчика, исполнителя) при осуществлении государственных закупок, участниками которого могут быть только потенциальные поставщики (подрядчики, исполнители), приглашенные индивидуально заказчиком (организатором) путем извещения. Закрытый конкурс применяется в случае, если сведения о государственных закупках составляют государственные секреты.

Электронный аукцион – вид процедуры государственной закупки, представляющий собой гласный и конкурентный способ выбора поставщика (подрядчика, исполнителя) при осуществлении государственных закупок на электронных торговых площадках.

Основными актами законодательства Республики Беларусь, регулирующие проведение закупок в форме электронных аукционов являются:

1. Закон Республики Беларусь от 13 июля 2012 г. № 419–3 «О государственных закупках товаров (работ, услуг)».

2. Закон Республики Беларусь от 28 декабря 2009 г. № 113–3 «Об электронном документе и электронной цифровой подписи».

3. Указ Президента Республики Беларусь от 29 декабря 2012г. № 576 «О некоторых вопросах государственных закупок товаров (работ, услуг)».

4. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 22 августа 2012г. № 778 «О некоторых мерах по реализации Закона Республики Беларусь «О государственных закупках товаров (работ, услуг)».

5. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 15 марта 2012 г. № 229 «О совершенствовании отношений в области закупок, товаров (работ, услуг) за счет собственных средств.

Для участия в электронных аукционах необходимо:

Этап 1. Получить ключ электронной цифровой подписи в удостоверяющем центре (УЦ) биржи или иных УЦ в соответствии с законодательством Республики Беларусь.

Этап 2. Установить программное обеспечение для работы с электронной подписью.

Этап 3. Аккредитоваться на электронной, торговой площадке.

Процедура запроса ценовых предложений – вид процедуры государственной закупки, представляющий собой конкурентный способ выбора поставщика (подрядчика, исполнителя) при осуществлении государственных закупок, победителем которого признается участник, предложивший наименьшую цену предложения. Процедура применяется при государственной закупке товаров (работ, услуг), пороговое значение ориентировочной стоимости, которая определяется Советом Министров Республики Беларусь, в том числе товаров (работ, услуг) согласно перечням для применения электронных аукционов и биржевых торгов, а также в случае, если сведения о государственных закупках составляет государственные секреты.

Процедура закупки из одного источника – вид процедуры государственной закупки, представляющей собой способ выбора поставщика (подрядчика, исполнителя) при осуществлении государственных закупок, при котором заказчик (организатор) предлагает заключить договор только одному потенциальному поставщику (подрядчику, исполнителю).

Биржевые торги – вид процедуры государственной закупки товаров, осуществляемые с применением биржевых торгов на торговых биржах.

Договор между заказчиком и участником – победителем (участником процедуры закупки из одного источника) заключается на условиях, указанных в предложении такого участника и документах, представляемых участнику для подготовки предложения, а в случаях проведения электронного аукциона – по цене последней ставки этого участника, в том числе с учетом ее уменьшения, если такое уменьшение имело место, а также с учетом применения преференциальной поправки, если ее применение установлено Советом Министров Республики Беларусь.

Договор между заказчиком и участником – победителем, за исключением процедуры закупки из одного источника, подлежит заключению по истечении срока для обжалования решения о выборе участника – победителя, а если имело место обжалование – после принятия решения по результатам рассмотрения жалобы в течение:

- двадцати календарных дней – в случае проведения открытого и закрытого конкурсов, электронного аукциона;
- тридцати календарных дней – в случае проведения иных видов процедур государственных закупок.

Список документов, которые должны быть в наличии для заключения договора строительного подряда у сторон определен правилами.

У заказчика:

- разрешительная документация на строительство, за исключением объектов, для строительства которой получение разрешительной документации не требуется или договором предусматривается строительство объекта «под ключ»;

- выписки из регистрационной книги о правах, ограничениях (обременения) прав на земельный участок, на котором будет осуществляться строительство, выданной не ранее чем за 30 дней до даты заключения договора;

- проектная документация, утвержденная и прошедшая государственную экспертизу в установленном законодательством порядке, если обязанность по обеспечению проектной документацией не возлагается договором на подрядчика;

- протокол о результатах проведения подрядных торгов и выбора их победителя;

- выписка из инвестиционных программ при финансировании объекта с привлечением бюджетных средств. [6]

Порядок выдачи разрешительной документации на строительство определен постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 20.02.2007 №223 (в ред. от 01.06.2011 №687).

Порядок проведения экспертизы проектной документации определен Постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 08.10.2008 №1476 (в ред. от 01.06.2011 №687).

Порядок проведения подрядных торгов определен Указом Президента Республики Беларусь от 07.02.2005 №58 «О проведении подрядных торгов в строительстве» и признании утратившим силу

отдельных указов, положения Указа Президента Республики Беларусь (в ред. Указов Президента Республики Беларусь от 16.11.2006 №676, от 12.01.2007 №23, от 01.03.2007 №116, от 15.05.2008 №277, от 17.11.2008 №618, от 19.12.2008 №690, от 11.12.2009 №624, от 22.07.2010 №379, от 06.03.2012 №128, от 29.12.2012 №576).

У подрядчика:

– документы, подтверждающие право на осуществление архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, в случаях предусмотренных законодательством.

Подрядчик в обязательном порядке предоставляет заказчику сведения о наличии:

- в штате аттестованных специалистов;
- строительных машин, оборудования и механизмов;
- транспортных средств;
- технологической оснастки, необходимым для строительства объекта (выполнения строительных работ);
- систем производственного контроля и управления охраной труда;
- средств обеспечения безопасности производства работ, контроля и измерений, системы управления качеством при выполнении строительных работ. [6]

Заказчик вправе потребовать от подрядчика представления иных связанных с выполнением договорных обязательств документов и (или) сведений.

Необходимость и порядок проведения профессиональной аттестации специалистов в области строительства установлены постановлением Минстройархитектуры от 22.04.2003 №11 «Об утверждении Инструкции о профессиональной аттестации специалистов в области строительства», с учетом последних изменений от 08.12.2008 №53.

Введение такого перечня документов обусловлено, тем, что ранее подрядчику для заключения договора требовалось наличие соответствующих лицензий, а в связи с отменой лицензирования не было четко определено, какие сведения вправе требовать заказчик от подрядчика при заключении договора строительного подряда. В связи с этим и возникла необходимость их определения в Правилах.



Содержание договора строительного подряда определяется п.п. 9–12 Правил, который содержит перечень сведений, подлежащих включению в договор.

Пунктом 9 Правил установлены сведения, необходимые для указания в договоре, которые и ранее относились к обязательным условиям договора строительного подряда:

- наименование сторон;
- местонахождение сторон в соответствии с учредительными документами;
- расчетные счета обслуживающих банков;
- учетные номера плательщика;
- номера свидетельств о государственной регистрации;
- а также все те условия, относительно которых по заявлению одной стороны должно быть достигнуто соглашение.

К существенным условиям договора строительного подряда относятся:

- предмет договора (наименование и местонахождение объекта, виды (этапы) строительных работ, подлежащих выполнению и их объемы;
- указания на выполнение работ собственными силами подрядчика либо с привлечением субподрядчиков;
- сроки (число, месяц, год) начало и завершение строительства объекта (выполнения работ);
- договорная (контрактная) цена строительства или способ ее определения;
- порядок и сроки представления проектной документации, ее содержание и состав, количество представляемых экземпляров;
- порядок расчета за выполненные строительные работы;
- источники и объемы финансирования по каждому из источников, в т. ч. с выделение суммы обязательств на текущий финансовый год;
- ответственность сторон за неиспользование или ненадлежащее исполнение договорных обязательств;
- обязанности заказчика и подрядчика при исполнении договора.

Дополнительными существенными условиями при строительстве жилых домов с привлечением средств граждан являются:

- основания расторжения договора ранее установленного в нем срока;

– порядок возврата гражданам денежных средств в случае невыполнения обязательств или расторжения договора ранее установленного срока;

– особенности строительства и характеристики объекта, включая указание о полном или частичном выполнении отделочных работ.

Каждый участник строительства вправе внести предложение о включении в договора других условий:

– распределение функций между подрядчиком и заказчиком по обеспечению объекта материальными ресурсами, при необходимости и по разработке проектной документации;

– порядок контроля заказчиком качества выполняемых подрядчиком работ и поставляемых материальных ресурсов;

– особенности приемки выполненных строительных работ, объекта в эксплуатацию;

– взаимоотношения сторон при наступлении обязательств непреодолимой силы;

– перечень предоставляемых сторонами услуг на возмездной основе;

– выдачу авансов на приобретение материальных ресурсов.

Законодательство устанавливает ряд требований к договору строительного подряда:

– он должен быть подписан сторонами или их уполномоченными лицами (п.2 ст.404 ГК);

– к договору прилагаются: документы, подтверждающие полномочия представителей сторон, если от имени сторон действуют их представители;

– график производства работ, за исключением случаев строительства объекта (выполнение строительных работ) продолжительностью не более одного месяца;

– график платежей (за исключением случаев единовременной оплаты);

– график поставки материальных ресурсов заказчиком (если по договору обеспечение строительства материальными ресурсами объекта в целом или части осуществляет заказчик);

– конкурсная документация;

– предложения (расчеты) подрядчика по формированию цены и протокол согласования цены.

По соглашению участников строительства к договору могут прилагаться и иные документы.

В соответствии со ст.402 ГК договор считается заключенным, если между сторонами в требуемой и надлежащих случаях форме достигнуто соглашения по всем существенным условиям договора.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Указ Президента Республики Беларусь от 07.02.2005 г. №58 «О проведении подрядных торгов в строительстве и признании утратившими силу отдельных указов, положения Указа Президента Республики Беларусь (в ред. Указа Президента Республики Беларусь от 29.12.2012 №576).

2. Закон Республики Беларусь от 13.07.2012 г. №419–3 «О государственных закупках товаров (работ, услуг).

3. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 03.03.2005 г. №235 «Положение о порядке формирования договорной (контрактной) цены и расчетов между заказчиком и подрядчиком при строительстве объектов и о порядке организации и проведения подрядных торгов на строительство объектов (в ред. постановления Совета Министров Республики Беларусь от 30.12. 2010 №1910).

4. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 22.08.2012 г. №778 «О некоторых мерах по реализации Закона Республики Беларусь «О государственных закупках товаров (работ, услуг).

5. Гражданский кодекс Республики Беларусь от 07.12.1998 г.

6. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 15.09.1998 г. №1450 (в ред. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 30.06.2011 г. №875).

7. Бохан В.Ф. «Договоры в строительстве». Мн.: «Дикта», 2007.

8. Бохан В.Ф. «Подрядные торги. Сущность, проблемы, перспективы». Мн.: «Дикта», 2008.

Научное издание

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

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

*22–23 мая 2013 г.*

В 2 частях

Часть 1

Подписано в печать 03.09.2013. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 15,40. Уч.-изд. л. 12,04. Тираж 150. Заказ 838.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.