

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**  
(строительный факультет)

**ООО «Ли́ра САПР»**

**ООО «ПСС-SOFiSTiK»**

**ОДО «БрестКАД»**

*Сборник статей Международной  
научно-технической конференции*

**«ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ИССЛЕДОВАНИЙ  
И ПРОЕКТИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ  
С ПРИМЕНЕНИЕМ  
СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО  
ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР)»**

**«RESEARCH AND ENGINEERING IN CONSTRUCTION  
USING COMPUTER AIDED DESIGN:  
THEORY AND PRACTICE»**

*30-31 марта 2017 года*

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

П 27

Рецензенты: доктор технических наук, заместитель директора по научной работе филиала РУП Институт БелНИИС – научно-исследовательский центр  
**Деркач Валерий Николаевич,**

кандидат технических наук, доцент, директор филиала учреждения образования "Брестский государственный технический университет" Политехнический колледж **Басов Виктор Степанович**

Редколлегия: **Семенюк Сергей Михайлович** – декан строительного факультета учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Шалобыта Николай Николаевич** – заведующий кафедрой строительных конструкций учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Шурин Андрей Брониславович** – доцент кафедры строительных конструкций, кандидат технических наук, доцент;  
**Тур Андрей Викторович** – доцент кафедры строительных конструкций, кандидат технических наук, доцент;  
**Жданов Дмитрий Александрович** – старший преподаватель кафедры строительных конструкций, магистр технических наук;  
**Маркечко Екатерина Владимировна** – ассистент кафедры строительных конструкций, магистр технических наук;  
**Матвеевко Никифор Викторович** – ассистент кафедры строительных конструкций, магистр технических наук;  
**Глушко Константин Константинович** – ассистент кафедры архитектурных конструкций, магистр технических наук;  
**Боровикова Елена Александровна** – начальник редакционно-издательского отдела;  
**Романюк Ирина Николаевна** – специалист редакционно-издательского отдела.

П 27 **Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР):** сборник статей Международной научно-технической конференции. – Брест: Издательство БрГТУ, 2017. –264 с.

**ISBN 978-985-493-392-4**

Представлены статьи ведущих ученых Беларуси, России, Украины о новых направлениях в применении перспективных программ САПР и их возможностях при проектировании зданий и сооружений, а также выполнении научных исследований и изыскательских работ.

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

ISBN 978-985-493-392-4

© Издательство БрГТУ, 2017

## РОЛЬ ПАРАМЕТРИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ИЗУЧЕНИИ СТУДЕНТАМИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ В ПРОЕКТИРОВАНИИ

Акулова О.А., Уласевич В.П., Шалобыта Н.Н.

*В статье рассматриваются особенности подготовки студентов строительных специальностей при изучении ими основных принципов BIM-технологий в проектировании (3D-моделирования, параметрического моделирования, а также автоматизированного получения проектной документации из трехмерной модели).*

В настоящее время технологии информационного моделирования получили широкое распространение во всем мире. И если в большом числе западных стран они стали неотъемлемой частью процесса инженерного проектирования, то в странах СНГ в общем и в Республике Беларусь в частности наблюдается заметное отставание в этой области. Тем не менее, BIM-технологии в последние годы вызывают все больший интерес строительной индустрии и поддержку государства. Это, в свою очередь, определяет ряд серьезных вызовов для научно-педагогической и инженерной общественности. Среди них можно выделить следующие:

**1. Разработка стандартов и нормативных документов.** Несмотря на то, что область применения технологий информационного моделирования неуклонно расширяется, стандартизация и нормотворчество значительно отстают от возможностей и нужд отрасли. Это, в первую очередь, связано с необходимостью создания единого, методологически и терминологически согласованного комплекса документов, требующего широкомасштабных научных исследований. Одним из важных вопросов является разработка требований к геометрическим параметрам, уровням геометрической и атрибутивной проработки компонентов информационной модели, графическому отображению, визуализации, форматам и др. В Российской Федерации в настоящее время идет активная работа над утверждением *Свода правил «Информационное моделирование в строительстве»*, создание же отечественных нормативных документов является актуальной задачей.

**2. Выбор существующих и разработка отечественных технологических платформ.** Существует большое разнообразие программного обеспечения на проектном рынке строительной отрасли (ArchiCAD, MagiCAD, Tekla Structures, Revit, Allplan, Renga (АСКОН) и др.) [1]. Каждый из продуктов имеет свои плюсы и минусы и может быть адаптирован для обучения студентов конкретных специальностей. Поэтому выделить какой-либо наиболее универсальный BIM-инструмент достаточно сложно. Тем не менее, очевидно, что наиболее развитые САПР имеют зарубежное происхождение, что снижает информационную безопасность в условиях современной мировой политической обстановки. Поэтому весьма важно создание отечественных BIM-инструментов, учитывающих особенности проектных организаций Республики Беларусь, а также

ВМ-решений для специальных проектных задач, в том числе с использованием имеющейся базы отечественных типовых решений. Это открывает широкие возможности для научных исследований в этой области.

**3. Подготовка ВМ-специалистов.** Для активного продвижения ВМ-технологий недостаточно иметь развитые САПР, необходимо наличие кадров, способных эффективно их использовать. В связи с этим актуальна разработка соответствующей системы повышения квалификации, а также подготовки специалистов в вузах.

**4. Разработка образовательных программ и новых учебных курсов.** Необходимо понимать, что суть технологий информационного моделирования заключается не в использовании современных САПР. ВМ-технологии – это совершенно новый подход к самому процессу проектирования. И несмотря на то, что переход к ВМ-проектированию – это вопрос будущего, готовить специалистов в этой области необходимо уже сегодня. Естественно, что в условиях отсутствия соответствующей нормативной базы подготовка новых образовательных стандартов затруднена. Тем не менее, необходимо внедрять в учебный процесс наиболее важные принципы и понятия новых технологий в проектировании, демонстрировать студентам потенциал современного программного обеспечения и эффективные способы его использования.

Независимо от выбора технологической платформы в основе информационного моделирования лежат принципы *3D-моделирования, параметрического моделирования*, а также *автоматизированное получение проектной документации из трехмерной модели*.

Для исследования студентами этих принципов нами были разработаны специальные лабораторные работы (с использованием системы автоматизированного проектирования AutoCAD), которые органично вплетены в учебную программу курса «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика», а также соответствующие методические указания.

*Геометрическое моделирование* позволяет изучать пространственные формы, отношения, закономерности и свойства объектов [2]. При этом, создание любой 3D-модели должно сводиться к реализации соответствующего геометрического аппарата. Обучение студентов целесообразно производить на простых базовых задачах с поэтапным повышением уровня сложности заданий. Выполнение одних и тех же заданий вручную и с использованием САПР демонстрирует студентам широкие возможности и преимущества последних.

Так, в первом семестре при изучении геометрического аппарата моделирования студентам предлагается построить трехмерную модель двух пересекающихся поверхностей. В задании необходимо получить ортогональные и аксонометрические проекции автоматически из 3D-модели с помощью команд Т-вид и Т-профиль. [3]. Во втором семестре предлагается выполнить трехмерные модели технических деталей и в процессе изучения темы «Простые и сложные разрезы» исследовать принципы получения видов, разрезов и сечений из 3D-модели. В третьем семестре предлагается построить уже более сложную 3D-

модель узла строительной конструкции в рамках темы «Чертежи металлических конструкций» (рис.1).

Вторым важным направлением в подготовке студентов является изучение принципов *параметрического моделирования*. В случае параметрического проектирования мы создаем математическую модель объектов с параметрами и геометрическими соотношениями, при изменении которых происходят изменения конфигурации детали, взаимные перемещения деталей в узле и т.д. Таким образом, может быть реализована одна из основных задач проектирования – оптимизация.

В настоящее время выделяют 3 класса САПР [4]:

- Легкие САПР (AutoCAD, Компас-График и др.);
- Средние САПР (Inventor, Solid Works, Solid Edge, Компас-3D и др.);
- Тяжелые САПР (REVIT, CATIA, Pro/ENGINEER, Unigraphics NX и др.).

Параметризация реализуется в каждом из классов САПР, но на различных уровнях. Поэтому студентов целесообразно обучать принципам и основным особенностям создания параметрических моделей именно на САПР легкого класса. В нашем случае это AutoCAD.

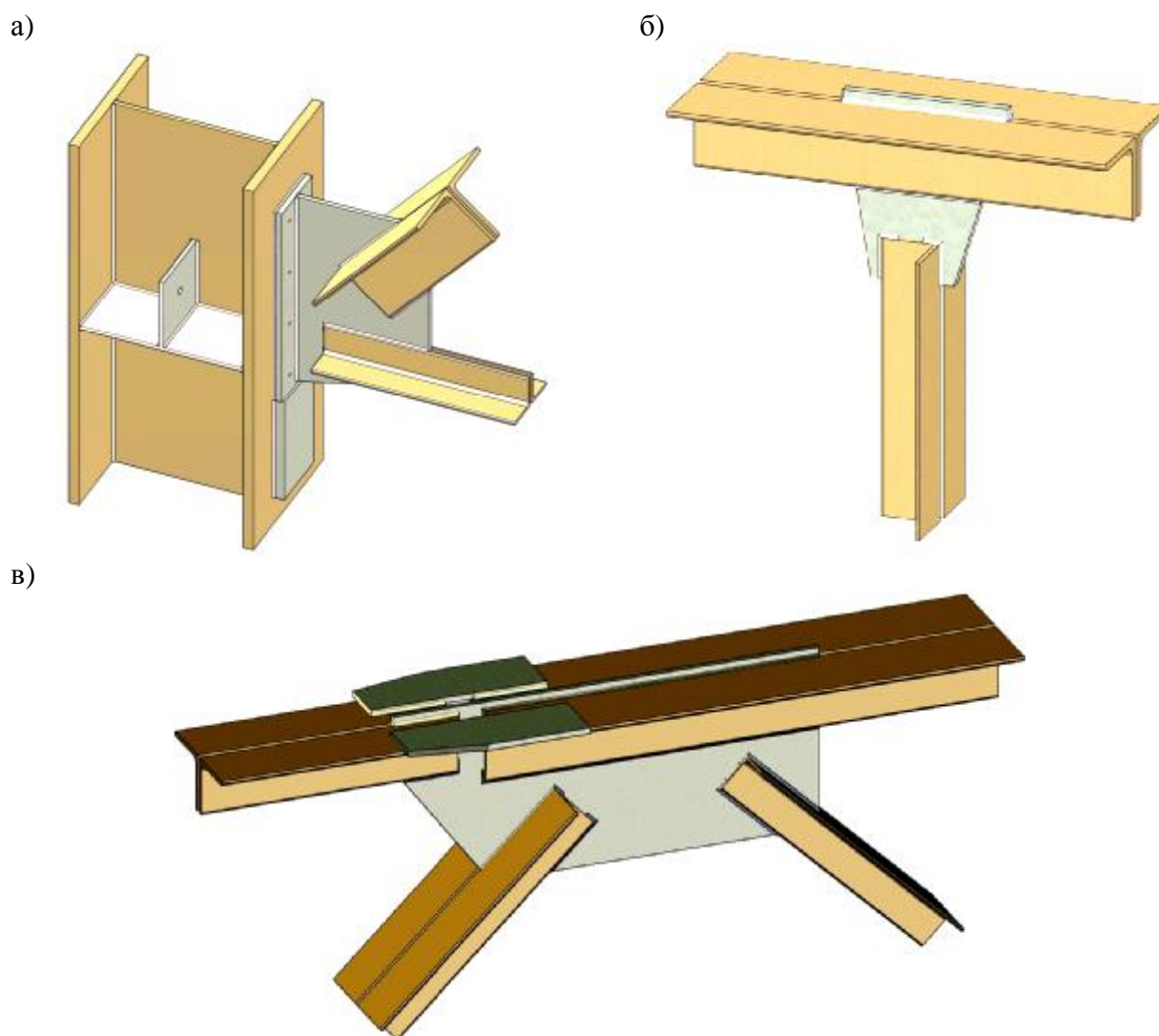
Кроме того, развитие САПР в настоящее время идет по пути использования для хранения инженерных данных не файловых структур, а стандартных баз данных SQL-типа по примеру специальных приложений типа СПДС Graphics. В результате инженерная информация становится структурированной, и управлять ею гораздо проще.

Одним из инструментов создания пользовательских баз данных является применение динамических блоков, которые представляют собой параметрические объекты. Они создаются с помощью редактора блоков, в котором добавляются параметры и операции, их образующие. При этом, параметры определяют параметрические свойства путем указания положений, расстояний и углов для геометрии в блоке. А операции определяют движение или изменение геометрии вхождения динамического блока.

Студентам в лабораторной работе предлагается разработать упрощенную параметрическую 2D модель болта со следующими варьируемыми параметрами: диаметр болта, шаг резьбы, длина болта, длина резьбы.

Следующим шагом в изучении студентами параметрического моделирования должно стать создание собственных пользовательских баз данных, а также 3D параметрических моделей.

Еще одним важным вопросом является визуализация геометрических образов моделей. Студентам в качестве лабораторной работы предлагается построить модель перспективного изображения с заданными параметрами (рис. 2, а, б), являющимися элементами перспективного аппарата проецирования (основание картины, точка зрения, высота горизонта, положение главного луча зрения, угла зрения и др.) [5].

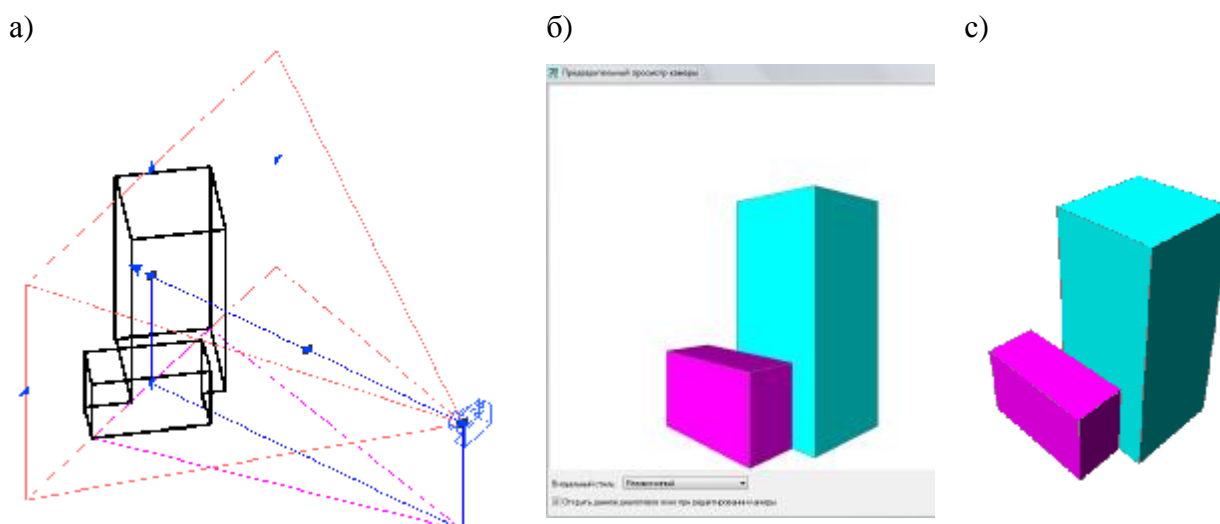


**Рисунок 1 – 3D-модели узлов металлических конструкций:**

*а) примыкание опорного узла фермы к колонне; б) узел присоединения стойки к верхнему поясу фермы; в) промежуточный узел примыкания в месте изменения сечения верхнего пояса фермы*

Такая модель позволяет всесторонне изучить влияние различных элементов аппарата на наглядность перспективного изображения (изменяя высоту точки зрения (камеры), выполнив облет камерой объекта и др.), а также на вид перспективы. Например, изменяя положение точки зрения относительно неподвижной геометрической системы, можно получить линейную перспективу с тремя точками схода параллельных прямых (рис. 2, с).

Следует отметить, что изучение студентами технологий информационного моделирования должно осуществляться на протяжении всего срока обучения в вузе и применяться на более профессиональном уровне в курсовых и дипломных проектах, а также научно-исследовательской работе. Все это требует развития межкафедральных связей и создания интегрированной информационно-образовательной среды, включающей специальные образовательные ресурсы, разработку необходимого методического обеспечения, а также учебных программ и курсов, отвечающих современным требованиям и задачам инженерной подготовки.



**Рисунок 2 - Реализация перспективного аппарата проецирования в AutoCAD:**  
*а) элементы перспективного аппарата проецирования; б) линейная перспектива с двумя точками схода; в) линейная перспектива с тремя точками схода*

В заключение хочется отметить, что современные реалии в области информационного моделирования зданий и сооружений определяют большое число сложных задач и нерешенных вопросов, но вместе с тем, открывают широкие возможности для новых научных исследований и достижений.

### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Анализ текущей ситуации на российском BIM-рынке в области гражданского строительства / Компания Нанософт // [Электрон. ресурс]. – Режим доступа: <http://habrahabr.ru/company/nanosoft/blog/276587>. – Дата доступа: 20.02.2017.

2. Гузненков, В.Н. Модель как ключевое понятие геометро-графической подготовки / В.Н. Гузненков, П.А. Журбенко // Информатизация инженерного образования : труды международной научно-методической конференции, Москва, 10–11 апреля 2012 г. / Национальный исследовательский университет «МЭИ». – Москва, 2012. – С. 29–32.

3. Якубовская, О.А. Методические указания к выполнению лабораторной работы по начертательной геометрии на тему «Моделирование задачи на пересечение поверхностей» для студентов технических специальностей // О.А. Якубовская, З.Н. Уласевич, В.П. Уласевич, Н.Н. Шалобыта. – Брест, из-во БрГТУ, 2013. – 25 с.

4. Автоматизированное проектирование средств и систем управления: курс лекций ИПК СФУ / Е.Е. Носкова, Д.В. Капулин, Ю.В. Краснобаев, С.В. Ченцов. – Красноярск, 2009 // [Электрон. ресурс]. – Режим доступа: [http://files.lib.sfu-kras.ru/ebibl/umkd/1604/u\\_lecture.pdf](http://files.lib.sfu-kras.ru/ebibl/umkd/1604/u_lecture.pdf) – Дата доступа: 20.02.2017.

5. Якубовская, О.А. Роль и место геометрического моделирования в инженерной подготовке / О.А. Якубовская, В.П. Уласевич, З.Н. Уласевич // Инновационные технологии в инженерной графике. Проблемы и перспективы : материалы международной научно-практической конференции, Брест, 21–22 марта 2013 г. / Брест. гос. техн. ун-т ; редкол.: Базенков Т.Н. [и др.] ; под ред. Шабека Л.С. и Вольхина К.А. – Брест, 2013. – С. 107–110.

## РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО СТАЛЬНОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ ТОРГОВОГО ЦЕНТРА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИНТЕГРИРОВАННОГО ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ETABS 2016

**Баранчик А.В., Баранчик В.Г.**

ETABS – интегрированный программный комплекс для расчета и проектирования зданий и сооружений. Система трехмерного статического и динамического анализа методом конечного элемента и проектирование сооружений.

Аналитические возможности ETABS – представляют самые последние достижения в числовых методах и алгоритмах решения. CSI ETABS в режиме нелинейного анализа (изменение во времени), использует новую числовую методику интеграции, идентифицированную, как метод Вильсона FNA (Быстрый Нелинейный Анализ). Процедура использует итерационный векторный алгоритм наложения (суперпозиции), который является чрезвычайно эффективным для анализа структур с предопределенными ограниченными нелинейностями. Графическое отображение результатов сделано легко, включая анимации смещений элементов в режиме реального времени.

Расчет несущего остова здания выполнен на основе пространственной расчетной схемы с использованием программного комплекса ETABS 2016. Данный комплекс позволил выполнить расчет конструктивной системы здания, проверить обеспечивается ли требуемая жесткость и устойчивость здания при действии заданных нагрузок, определить нагрузки на фундамент и основание.

В принятой расчетной модели несущего каркаса здания элементы несущего каркаса представлены стержневыми элементами общего вида. В расчетную модель включены только несущие элементы здания – колонны, балки, прогоны, связи (см. рисунок 1). Наличие прочих элементов учтено посредством соответствующих нагрузок.

Все элементы расчетной модели шарнирно сопряжены между собой.

Закрепление по низу колонн – жесткое (моделируется жесткое сопряжение с фундаментом).

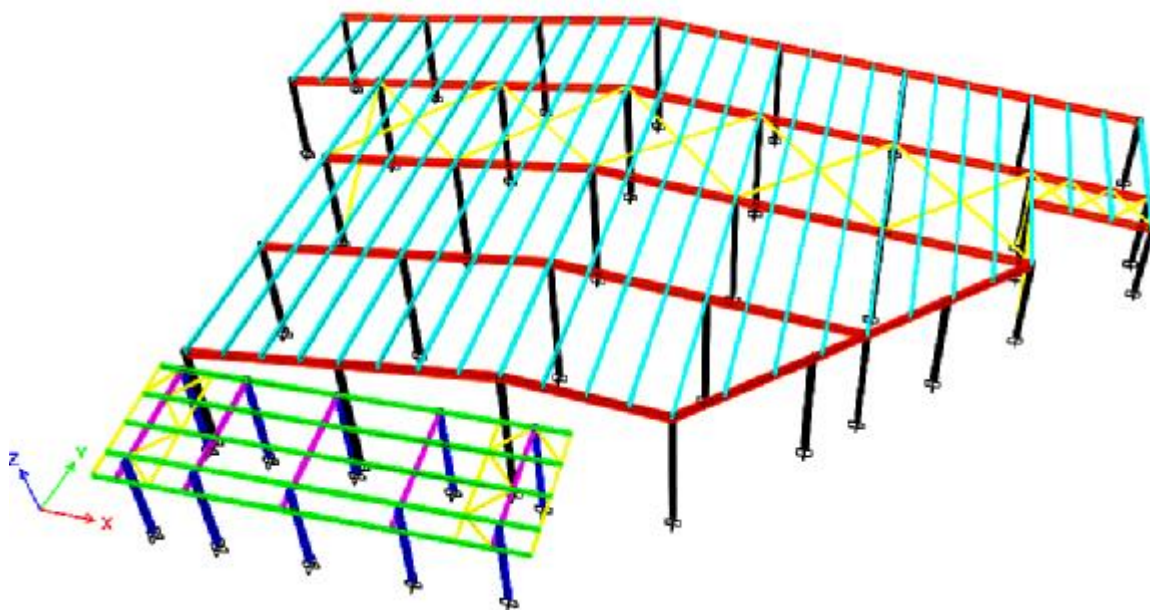
Жесткость каркаса в любом направлении обеспечивается жестким сопряжением несущих колонн с фундаментом.

При сборе нагрузок определены нормативные значения с использованием:

- 1) ТКП EN 1991-1-1-2016 – постоянные нагрузки;
- 2) ТКП EN 1991-1-3-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки";
- 3) ТКП EN 1991-1-4-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия".

Численные значения частных коэффициентов приняты по ТКП EN 1990-2011\*





**Рисунок 1 – Вид в аксонометрии конечно-элементной модели**

Рассмотрим назначение свойств на примере конечного элемента (КЭ) моделирующего балку Б1 (см. рисунок 3).

General Data		
Property Name	ДБ(СТО)30Б1	
Material	С245	
Display Color	Change...	
Notes	Modify/Show Notes...	
Shape		
Section Shape	Steel I/Wide Flange	
Section Property Source		
Source:	Russian	
	Convert To User Defined	
Section Dimensions		
Total Depth	298	mm
Top Flange Width	149	mm
Top Flange Thickness	8	mm
Web Thickness	5.5	mm
Bottom Flange Width	149	mm
Bottom Flange Thickness	8	mm
Fillet Radius	13	mm
Show Section Properties...		
Property Modifiers		
Modify/Show Modifiers...		
Currently Default		
OK		
Cancel		

**Рисунок 2 – Основные свойства КЭ, моделирующего балку Б1**

### **Нагрузки и воздействия на КЭ модель.**

#### *Постоянные нагрузки.*

Вес кровли: Тип 1 (оси Г-К) с учетом заданных данных составил  $G_{r1}=83.57$  кг/м<sup>2</sup>; Тип 2 (Оси А-В) с учетом заданных данных составил  $G_{r2}=8.20$  кг/м<sup>2</sup>.

Нагрузка от собственного веса стены составила  $G_{f1}=32.70$  кг/м<sup>2</sup>.

### Снеговые нагрузки.

Снеговая равномерно распределенная нагрузка по ТКП EN 1991-1-3-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки". С учетом национального приложения и изменений №1 и №2.

Объект расположен в снеговом районе 1В (таблица НП.1 п.4.1(1) изм.2).

По таблице НП.1 по 4.1(1) изм.2 определяем характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт  $s_k$ , где  $A=138.8$  м:

$$s_k = 1.35 + 0.38 \times (138.8 - 140) / 100 = 1.345 \text{ кПа.}$$

В расчетной модели заданы следующие случаи формы снеговых нагрузок для каркаса в осях А-Б (Покрытия здания, примыкающего к более высокому сооружению):

С учетом случаев получаем значения для величины снеговой нагрузки:

$$S_1 = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1.345 = 1.08 \text{ кПа;}$$

$$S_2 = \mu_2 \times C_e \times C_t \times s_k = 2.74 \times 1 \times 1 \times 1.345 = 3.69 \text{ кПа.}$$

### Ветровые нагрузки.

Ветровое воздействие определено по ТКП EN 1991-1-4-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия". С учетом национального приложения и изменений №1 и №2.

Программный комплекс ETABS 2016 позволяет в автоматическом режиме задать ветровое воздействие используя следующие исходные данные:

Section	Parameter	Value
Exposure and Pressure Coefficients	Exposure from Extents of Diaphragms	<input type="radio"/>
	Exposure from Shell Objects	<input checked="" type="radio"/>
Wind Exposure Parameters	Windward Coefficient, Cp	
	Leeward Coefficient, Cp	
Wind Coefficients	Wind Velocity, Vb (m/s)	21
	Terrain Category	III
	Orography Factor, Co(z)	1
	Turbulence Factor, k1	1
	Structural Factor, CsCd	1
	Air Density, Rho (kg/m <sup>3</sup> )	1.25
Exposure Height	Top Story	Story1
	Bottom Story	Base
	Include Parapet	<input type="checkbox"/>
Parapet Height		

Рисунок 3 – Таблица для ввода данных ветровых нагрузок

где  $V_b=21$  м/с – по изм. 2 ТКП EN 1991-1-4-2009 таблица НП.1 п.4.2(1)Р и рис.НП.1;

Terrain Category – тип местности = III / IV (для фасада в осях 1-9 / для остальных фасадов) – по п.4.3.2 ТКП EN 1991-1-4-2009 таблица 4.1;

$C_0(z) = 1$  – по п.4.3.3 ТКП EN 1991-1-4-2009;

$k_1 = 1$  – по п.4.4 ТКП EN 1991-1-4-2009;

$C_s C_d = 1$  – раздел 6 ТКП EN 1991-1-4-2009.

$\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$  – плотность воздуха п.4.5 (примеч. 2) ТКП EN 1991-1-4-2009.

### Сочетания нагрузок

Согласно п.6.1 ТКП EN 1990-2011\* для выбранных расчетных ситуаций и значимых предельных состояний отдельные воздействия для выявления критических случаев нагружения следует объединять в сочетания. Согласно п.6.4.3. 1 ТКП EN 1990-2011\* для каждого критического случая нагружения расчетные значения эффектов воздействий следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно.

Согласно п.6.4.3.2 ТКП EN 1990-2011\* общая форма записи эффектов воздействий для основного сочетания имеет следующий вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

При расчете в программном комплексе ETABS 2016 использовались следующие виды загрузений

Загружения задаваемые в расчетном комплексе ETABS 2016 приведены в таблице 1 с указанием коэффициентов  $\gamma$  согласно национальному приложению к техническому кодексу установившейся практики ТКП EN 1990-2011 таблица НП.1.

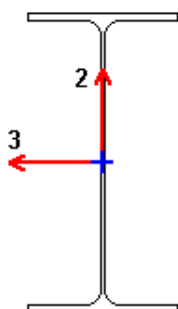
Таблица 1 – Задаваемые загрузения

Название	Название, принятое в ETABS 2016	Частный коэф. $\gamma$
Собственный вес металлических конструкций каркаса (учитывается автоматически в ETABS 2016)	Dead	1,35
Собственный конструкций кроме веса каркаса	Sdead	1,35
Ветер по план схеме 1 и 5	WindX01	1,5
Ветер по план схеме 2 и 6	WindX02	1,5
Ветер по план схеме 3 и 7	WindY03	1,5
Ветер по план схеме 4 и 8	WindY04	1,5
Снег случай I	Snow1	1,5
Снег случай II	Snow2	1,5
Снег случай III	Snow3	1,5

После проведения расчета и анализа таблицы сочетания усилий для оценки максимальных горизонтальных перемещений строились изополя перемещений по осям X и Y. Полученные в результате расчёта горизонтальные перемещения элементов каркаса здания не превысили 7 мм.

Вертикальные перемещения и прогибы конструкций покрытия определялись в автоматическом режиме в программном комплексе ETABS 2016. Рассмотрим Результатрасчета для балки Б1.

## Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Deflection Envelope)



**Element Details**

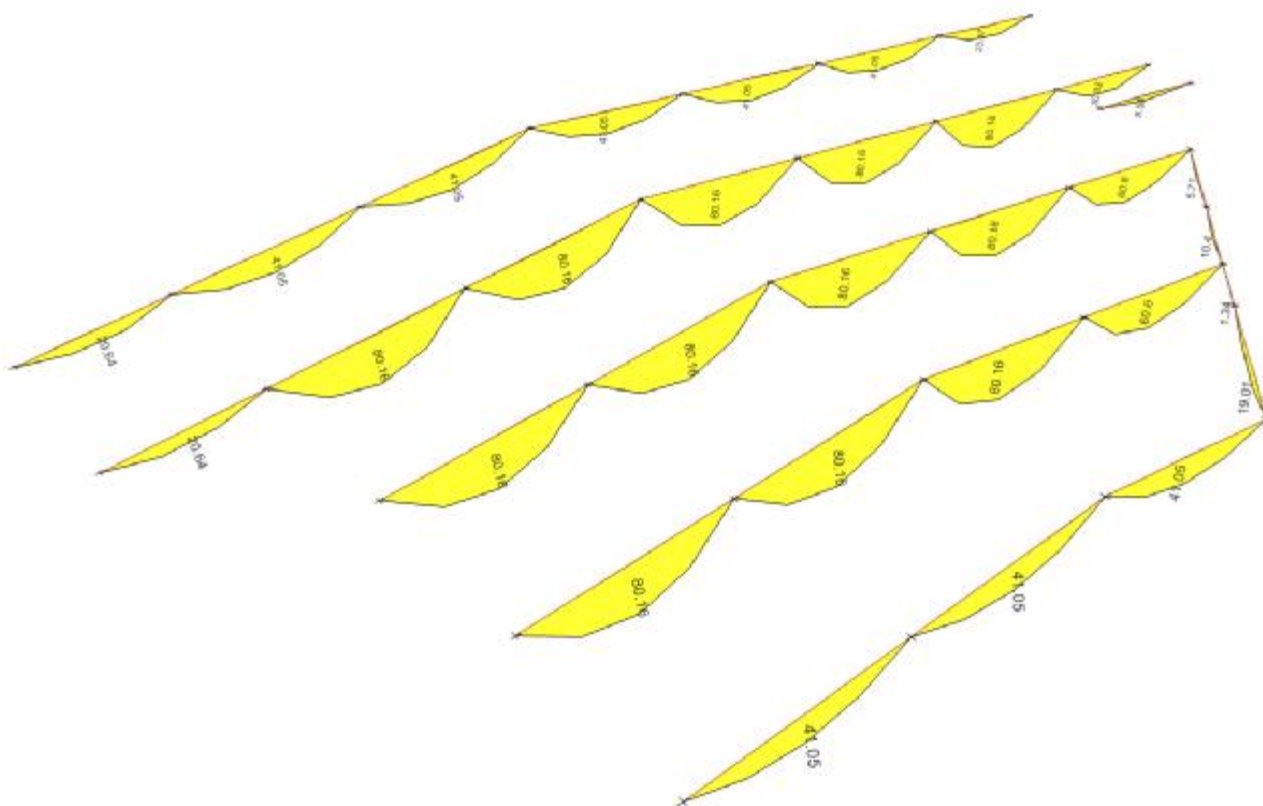
Level	Element	Unique Name	Element Type	Section
Story1	B207	112	DCH MRF	Дб(СТО)30Б1

**DEFLECTION DESIGN**

Deflection Type	Deflection Value mm	Deflection Limit mm	Deflection Ratio	Load Combo	Station Location mm	Check Status
Total - Camber	13.9	30	0.461	UDStID2	3018.1	OK

Как видно из расчет прогиб для Б1 составил 13,9мм при допустимых 30мм.

### Результаты конечно элементного анализа



**Рисунок 4 – Изгибающие моменты в балках для заданного сочетания**

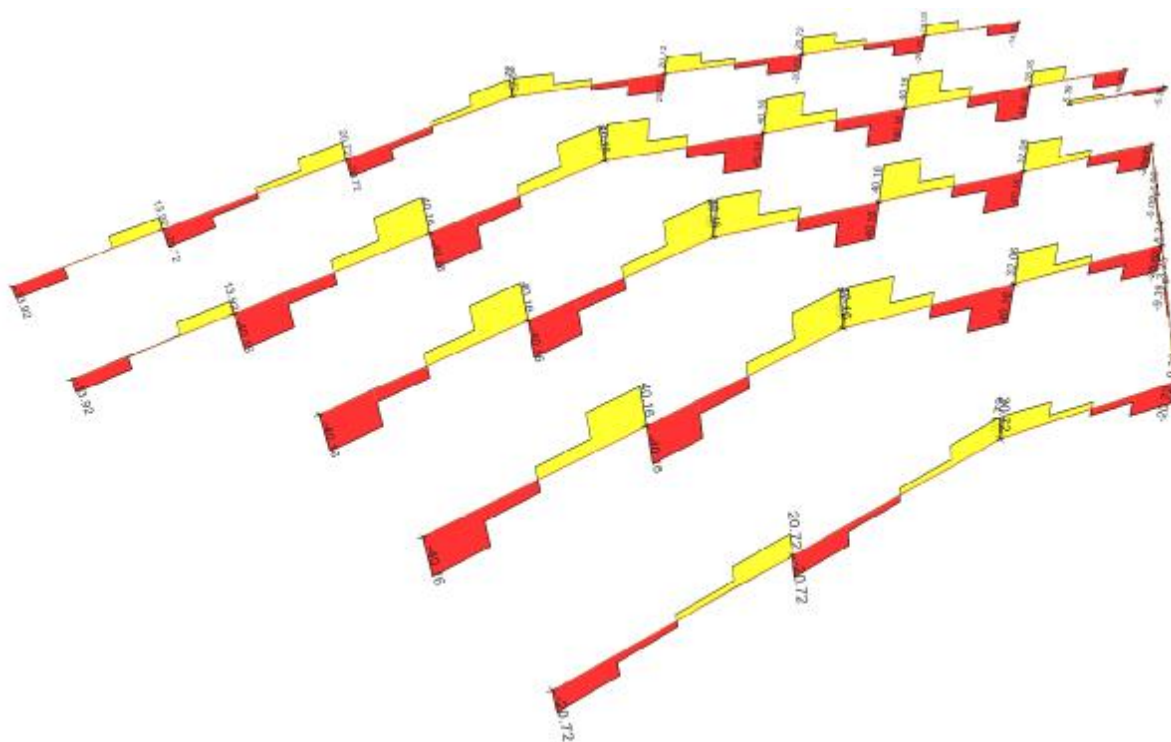


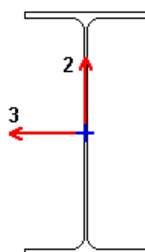
Рисунок 5 – Эпюры поперечных сил в балках для заданного сочетания

## Результаты расчет элементов в ETABS

Каждый элемент каркаса посчитан для наихудших сочетаний воздействий в КЭ.

### Балка Б1

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type
Story1	B239	91	6.03619	1.50905	UDStS2	Beam	DCH MRF

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
Дб(СТО)30Б1	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 1

Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	1	0.75	0.95

### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (m)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
41.04	6362.65	0.12451	427.02	19.72	478.32	0	6.69

I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (m)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	h (m)
442.17	0.03282	59.35	25.53	91.94	92732.84	0.298

A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (m)	e <sub>Nz</sub> (m)	W <sub>ef,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )
41.04	0	0	427.02	59.35

### Material Properties

E (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
206000000	245000	370000

### Stress Check Forces and Moments

Location (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed,yy</sub> (kN-m)	M <sub>Ed,zz</sub> (kN-m)	V <sub>Ed,z</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kN-m)
1.50905	-3.96	60.12	-0.03	-39.52	0.02	-7.414E-04

### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$\begin{aligned} \text{D/C Ratio} &= N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] \\ &\quad + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})] \\ &= 0.732 = 0.004 + 0.726 + 0.001 \end{aligned}$$

### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	1	6.03619	48.478
Major Braced	1	1	6.03619	48.478
Minor (z-z)	1	0.25	1.50905	45.974
Minor Braced	1	0.25	1.50905	45.974
LTB	1	0.25	1.50905	45.974

### Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>b,yy,Rd</sub> Major kN	N <sub>b,zz,Rd</sub> Minor kN
Axial	-3.96	1005.48	1005.48	918.99	886.97

N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> kN	N <sub>cr,T</sub> kN	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
1005.48	1093.31	5313.15	5313.15	1

### Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N <sub>cr</sub> (kN)	λ	Φ	χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	a	0.21	3550.41	0.532	0.676	0.914	918.99
MajorB (y-y)	a	0.21	3550.41	0.532	0.676	0.914	918.99
Minor (z-z)	b	0.34	3947.78	0.505	0.679	0.882	886.97
MinorB (z-z)	b	0.34	3947.78	0.505	0.679	0.882	886.97
Torsional TF	b	0.34	5313.15	0.435	0.635	0.912	916.93

### Moment Designs

	M <sub>Ed</sub> Moment kN-m	M <sub>Ed,span</sub> Moment kN-m	M <sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m	M <sub>v,Rd</sub> kN-m	M <sub>n,Rd</sub> kN-m	M <sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m
Major (y-y)	60.12	80.16	117.19	117.19	117.19	110.42
Minor (z-z)	-0.03	-0.03	22.52	22.52	22.52	

### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\varepsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.979	0.506	-0.992

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0.21	0.439	0.621	0.942	1.031	607.97

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0.9	1	1	0.901	0.601	1	1.002

### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	39.52	278.94	-7.414E-04	0.142	OK
Minor (y)	0.02	361.12	-7.414E-04	5.696E-05	OK

### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	278.94	1.2	0.606

### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
40.16	$V_{et_4}$	40.16	$V_{et_4}$

**Выводы.** Принятая система на основе стального каркаса способна воспринять нагрузки, действующие на здание в процессе его эксплуатации.

Выполненный расчет показал:

- Горизонтальные перемещения здания не превышают 7 мм;
- Вертикальные перемещения здания и прогибы покрытия не превышают предельных значений.

На основании расчета подобраны оптимальные сечения несущих конструкций каркаса здания.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ТКП EN 1991-1-1-2016 "Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий";
2. ТКП EN 1991-1-3-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки";
3. ТКП EN 1991-1-4-2009 "Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия";
4. ТКП EN 1990-2011\*. "Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций";
5. ТКП EN 1993-1-1-2009 "Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий";
6. ТКП EN 1993-1-8-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений».

## НОВЫЕ ПРОЕКТНЫЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Бондарь В., Бондарь Л.

**Введение.** Метод возведения силосных корпусов из сборного железобетона является большим достижением в области элеваторостроения.

Практика проектирования и строительства располагает рядом вариантов их конструктивных решений. Однако, следует отметить, что не все возможные направления усовершенствования сборных силосных корпусов из железобетона исчерпаны. Некоторые наработки в их совершенствовании предлагаются в данной публикации.

**Проблемы и решения.** Известно решение сборного железобетонного силосного корпуса, состоящего из отдельных силосов, каждый из которых выполнен из установленных рядом однотипных объёмных квадратных, плоских и угловых элементов. Объёмные элементы устанавливаются один на другой по всей высоте силосов и скрепляются при помощи болтов. По наружной поверхности между силосами заложены плоские элементы и угловые элементы. Армирование элементов осуществляется при изготовлении предварительно напряженной арматурой [1].

Имеется практика возведения сборных железобетонных силосных корпусов, состоящих из отдельных круглых колец, которые устанавливаются рядами друг на друга [1].

Кольца небольших диаметров (3 м) изготавливаются цельными, внешне армируются проволоочной арматурой на специальной навивочной машине с одновременным ее натяжением.

Кольца больших диаметров (6 м) изготавливаются из отдельных криволинейных панелей, которые стянуты внешними арматурными элементами при укрупнительной сборке на строительной площадке с последующим их натяжением. Имеется решение, когда отдельные криволинейные панели изготавливают предварительно напряженными с последующим соединением в кольца на болтах [1].

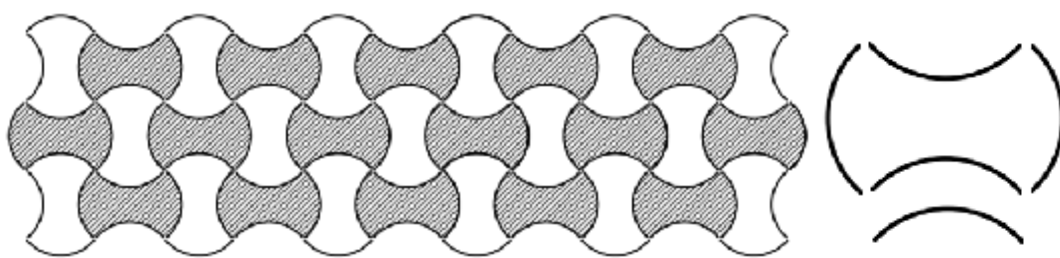
Основными недостатками рассмотренных силосных корпусов являются: - необходимость изготовления разных типоразмеров сборных элементов (объёмные, плоские, угловые) в силосах из квадратных элементов;

- для натяжения арматуры в силосах из колец необходимы сложные установки, требуется укрупнительная сборка;

- при эксплуатации возникают проблемы с использованием «звездочек» между круглыми силосами.

Силосы предлагаемого силосного корпуса (рисунок 1) состоят из отдельных объёмных железобетонных элементов. По наружной поверхности между объёмными элементами закладываются отдельные криволинейные панели. Каждый объёмный железобетонный элемент собирается из четырех криволинейных предварительно напряженных панелей, причем, две противоположные панели расположены выпуклостью внутрь, а две другие – выпуклостью наружу [2].





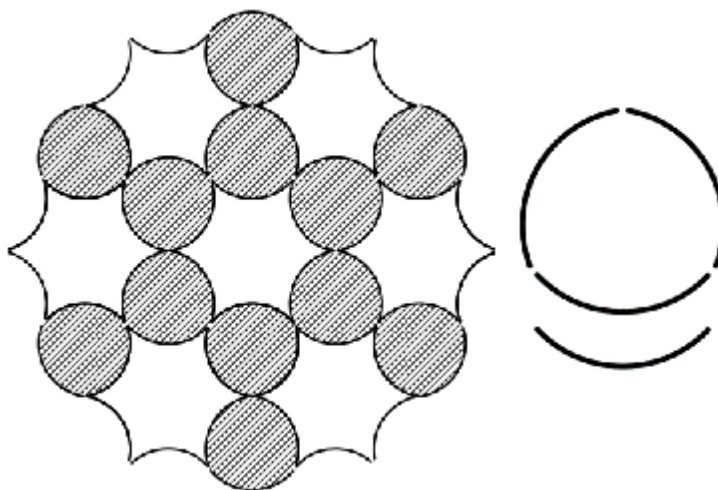
**Рисунок – 1 Силосный корпус из криволинейных элементов**

Панели объёмных элементов и отдельные наружные криволинейные панели соединяются путем пропуска болтов в специальные отверстия в торцах панелей.

Монтаж силосного корпуса сводится к поярусной установке в шахматном порядке отдельных объёмных элементов, соединения их между собой болтами и установке наружных криволинейных панелей.

Принятое очертание сборного объёмного элемента позволяет включить часть его в работу на внецентренное сжатие при давлении сыпучего материала и кроме того, удастся улучшить эксплуатационные качества за счет отказа от «звездочек», которые неизбежны при использовании круглых сборных элементов.

В основу следующего решения (рисунок 2) поставлена задача увеличения использования ресурса прочности сборных железобетонных элементов.



**Рисунок 2 – Силосный корпус из криволинейных элементов с крупными и мелкими силосами**

Поставленная задача здесь решается объединением крупных и мелких силосов, каждый из которых образуется из разного числа устанавливаемых рядом однотипных криволинейных панелей, которые собираются поярусно и соединяются болтами [3].

Мелкие силосы образуются из трех криволинейных панелей, а крупные – из шести криволинейных панелей, причем выпуклость криволинейных панелей обращена в сторону крупных силосов, где большое горизонтальное давление сыпучего, что позволяет лучше использовать прочностные качества бетона. Кроме того, мелкие силосы в большей степени приближаются к круговому очертанию, имеющему лучшие эксплуатационные качества при разгрузке.

На рисунке 3 показан сборный силосный корпус из круглых железобетонных силосов, силосы которых собираются из четырех X – образных предварительно напряженных элементов, соединяемых металлическими шпильками [4].

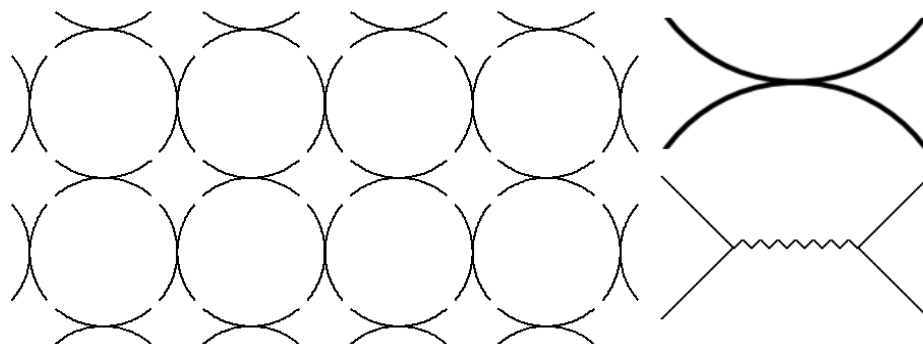


Рисунок 3– Силосный корпус из колец, собираемых с X – образных элементов

Полигональная предварительно напряженная рабочая арматура элемента состоит из средней части, свитой из двух канатов, и веток в крайних частях элемента. Наружные элементы имеют укороченные с одной стороны две ветки, длина которых назначается из условий анкеровки арматуры в бетоне.

При условии, что угол закручивания веток канатов  $\alpha$ , длина одного витка составляет:

$$l = 2d / \sin \alpha,$$

где  $d$  – диаметр арматуры одной ветки.

Необходимое количество витков для придания арматуре полигонального очертания

$$n = a \cdot \sin \alpha / 2d,$$

где  $a$  – необходимая длина скрутки из конструктивных особенностей X-образного элемента.

Учитывая, что  $\alpha = 30^\circ$ , необходимое количество витков  $n = a / 4d$ .

Наряду с традиционными способами натяжения арматуры в предлагаемом решении возможно применение более простых способов: за счет закручивания веток арматуры на противоположных спаренных упорах поперечным смещением упоров противоположные стороны с заранее скрученными ветками канатов и др.

Данное решение направлено на снижение материалоемкости, упрощение монтажа и изготовление элементов.

**Выводы.** Рассмотренные выше проектные предложения сборных железобетонных силосных корпусов имеют определенные преимущества перед известными. Основными направлениями при их разработке были: упрощение изготовления и монтажа, улучшение эксплуатационных качеств.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Сельскохозяйственные здания и сооружения / Д.Н. Топчий, В.А. Бондарь, О.Б. Кошлатый и др. – 4-е изд. – М: ВО «Агропромизгот», 1985. – 480 с.
2. А.С. СССР 1528880, Кл. МКИ E04H 7/22, Хранилище для сыпучих материалов. Авт. Бондарь В.А., опублик. бюл. № 4Б, 1989.
3. Патент на винахід, Україна, 23253, Кл. МКИ E04H 7/22, Збірний силосний корпус для сипких матеріалів. Авт. Бондар В.О., опублік. бюл. № 4, 1998.
4. А.С. СССР 1691494, Кл. МКИ E04H 7/28, Предварительно напряженный железобетонный блок. Авт. Бондарь В.А., Васько В.В., опублик. бюл. № 42, 1991.

## ШПОНОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОВРЕМЕННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Довженко О.А., Погребной В.В., Чурса Ю.В.

**Введение.** Среди современных направлений развития железобетона следует отметить совершенствование существующих и создание новых энергоэффективных конструктивных систем зданий. Существенную роль в совместной работе железобетонных конструкций этих систем играют стыки. Наибольшим сопротивлением действию срезающих сил обладают шпоночные соединения.

В Полтавском национальном техническом университете имени Юрия Кондратюка на протяжении последних тридцати лет проводятся системные теоретические и экспериментальные исследования шпоночных соединений бетонных и железобетонных элементов [1], которые позволили сформулировать рекомендации по их расчету и усовершенствовать конструктивные решения.

**Постановка проблемы совершенствования шпоночных соединений.** Стыки железобетонных конструкций сборно-монолитных систем существенно отличаются друг от друга.

Шпоночные соединения можно классифицировать по таким параметрам:

- характеру разрушения (смятие, срез, отрыв при изгибе), который определяется соотношением глубины  $l_k$  шпонки к ее высоте  $h_k$ ; при использовании тяжелого бетона наибольшую прочность имеют шпонки с  $l_k/h_k = 0,25$ ;

- случаю разрушения соединения («по шпонке» и «по шву»);

- форме поперечного сечения (квадратная, прямоугольная вытянутая в ширину или высоту, круглая (при использовании круглопустотных плит) или овальная (для плит типа Тенсиланд и др.);

- форме шпоночного профиля (прямоугольный, трапециевидный, треугольный, полукруглый, ломаный); с увеличением угла наклона опорной поверхности шпонки горизонтально прочность стыка повышается; учитывая особенности технологии изготовления элементов для применения рекомендуются шпонки трапециевидного профиля;

- наличию обжатия и армирования (бетонные, обжатые и армированные стыки); обжатие и армирование существенно увеличивают прочность соединений, расширяют границы срезовой формы разрушения стыков и повышают пластические свойства бетона;

- по характеру расположения арматуры (в один ряд – посередине высоты шпонки, в два уровня по высоте с симметричным и несимметричным армированием); при расположении арматуры в два уровня пластичность бетона возрастает;

- виду (тяжелый, керамзитовый, фибробетон) и классу бетона;

- количеству шпонок в стыке;

- наличию шва (когда между двумя элементами располагается бетон замоноличивания (шов) определенной ширины и возможно разрушение в пределах шва, и контактные стыки без шва).

Указанные типы соединений железобетонных конструкций получили распространение в современных каркасных и стеновых конструктивных системах многоэтажных зданий. Наиболее известны такие варианты одношпоночных стыков: надколонной плиты с колонной в конструктивной системе КУБ-2,5 [2]; плит перекрытия и несущего монолитного ригеля (а также плит между собой) в конструктивной системе АРКОС [3]; сборно-монолитного ригеля с колонной в системе САРЕТ [4]. Многошпоночные соединения применяются в стыках: сборно-монолитного ригеля с колонной в системе КАЗАНЬ – XX в. [5], стеновых панелей в крупнопанельном домостроении и др.

Несмотря на широкое использование шпоночных соединений в современных многоэтажных зданиях, у проектировщиков и потребителей сохраняется осторожное к ним отношение, препятствующее совершенствованию конструктивных решений. Это, по нашему мнению, связано с недостатками существующих нормативных методик расчета шпонок, которые существенно занижают их несущую способность из-за неучета целого ряда факторов, определяющих прочность стыков, и требуют уточнения.

Оценку несущей способности шпоночных соединений необходимо производить на достаточно общей теоретической основе с учетом специфики их конструктивного решения.

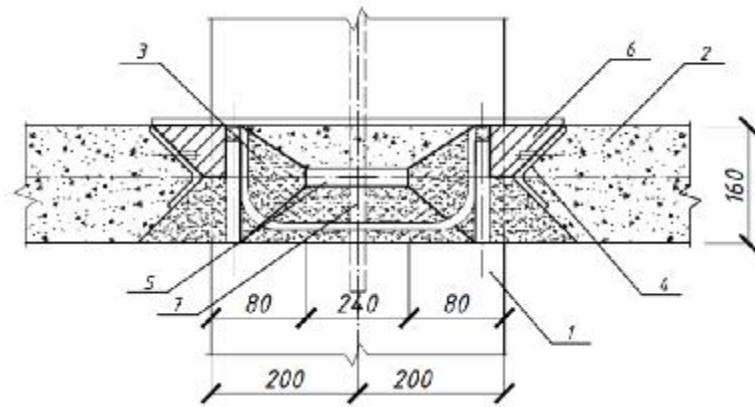
**Результаты исследования. Примеры усовершенствования стыков.** В ПолтНТУ предложена методика расчета шпоночных соединений на основе вариационного метода в теории пластичности бетона [6], которая базируется на рассмотрении характера разрушения стыков, учитывает полную совокупность факторов влияния и нашла подтверждений в экспериментальных исследованиях.

С целью оценивания достоверности и преимуществ вариационного метода по сравнению с нормативными и другими авторскими методиками, проанализирована сходимость теоретической прочности с экспериментальной для 192 образцов [7], и получены следующие статистические характеристики для отношения теоретической прочности, вычисленной согласно предложенной методики, к опытной:  $\bar{X} = 0,95, n = 15,95 \%$  (показатели для нормативной методики  $\bar{X} = 0,61, n = 36,9 \%$ ). Высокая точность достигается за счет использования соответствующей конкретной задаче кинематической схемы разрушения, отображающей ее специфику.

При расчете шпоночного соединения плиты с колонной системы КУБ-2,5 рассматривается одношпоночный обжатый стык трапециевидного профиля с толщиной  $b_k = 400$  мм, высотой  $h_k = 160$  мм, глубиной шпонки  $l_k = 170$  мм, отношением размеров  $l_k / h_k = 1,06$  и углом наклона опорных поверхностей шпонки  $\alpha = 26^\circ$ ; бетон замоноличивания класса С32/40. Обжатие стыка возникает в результате действия момента и удерживающего влияния плиты.

При оценке прочности соединения на действие поперечной силы учитываются обе прочностные характеристики бетона  $f_{cd}$  и  $f_{ctd}$ , соотношение геометрических параметров шпонки  $l_k / h_k$ , угол наклона  $\alpha$  и величина обжатия  $s$ .

Разработаны предложения по усовершенствованию конструкции указанного стыка путем изменения геометрии шпонки [8]. Предлагается уменьшить ее глубину до  $l_k = 80$  мм, что приведет к  $l_k / h_k = 0,5$  (рис. 1), повышению прочности шпоночного соединения и улучшению условий передачи вертикальной нагрузки.



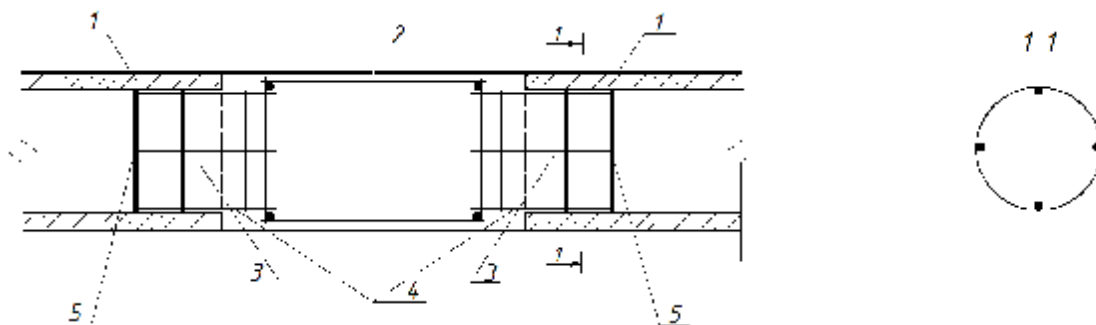
**Рисунок 1 – Конструкция усовершенствованного стыка соединения надколонной плиты с колонной:**

*1 – колонна; 2 – плита перекрытия; 3 – шпонка; 4 – металлическая обойма; 5 – закладная деталь; 6 – металлическая пластина; 7 – фиксирующий стержень*

Особенностью расчета шпоночных соединений плиты перекрытия с монолитными ригелями конструктивной системы АРКОС является учет круглого поперечного сечения шпонок и распора, который возникает при деформировании перекрытия.

В зарубежных аналогах сборно-монолитных перекрытий с использованием многопустотных плит не допускается устройство опорных сечений в виде чисто бетонных шпонок. В Украине существует ряд патентов [9, 10], предлагающих варианты армирования шпонок плоскими или пространственными каркасами. Авторами даны предложения относительно совершенствования конструкции стыка многопустотной плиты с ригелем [11] путем использования для армирования цилиндрического каркаса (рис. 2). При этом технический результат заключается в обеспечении равной прочности шпоночного стыка как в вертикальной так и горизонтальной плоскостях, а также повышении его надежности при сейсмических воздействиях.

Учет круглого сечения шпонки вместо эквивалентного квадратного приводит к снижению расчетной прочности приблизительно на 10%, что определяет необходимость такого учета для обеспечения надежности соединения. Армирование существенно повышает несущую способность данного стыка и расширяет границы срезовой формы разрушения. Неравномерное обжатие, вызванное распором, также является определяющим фактором прочности соединения.



**Рисунок 2 – Усовершенствованный узел соединения плит с ригелем в сборно-монолитном перекрытии:**

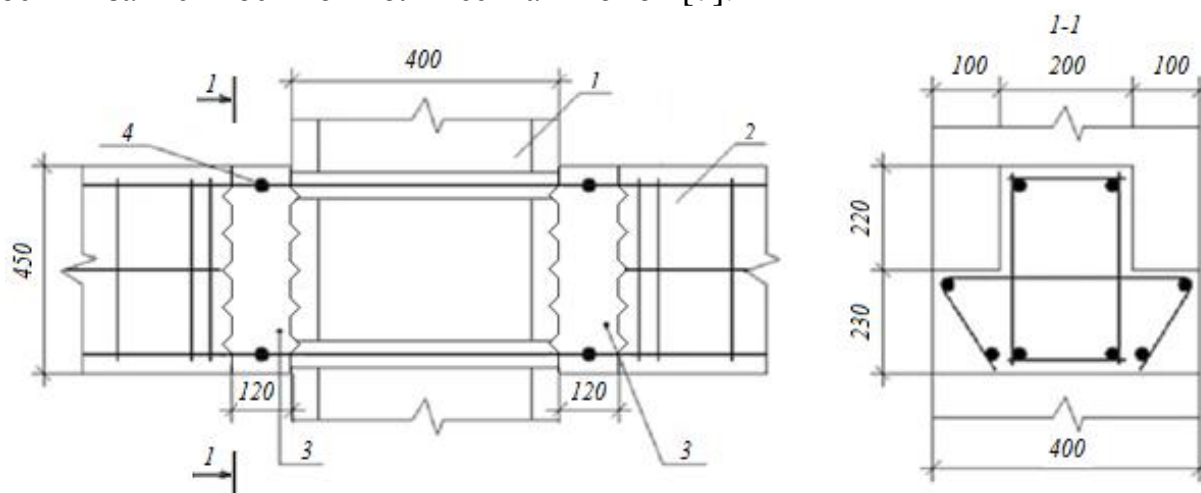
*1 – опорные площадки круглопустотных плит; 2 – монолитный ригель; 3 – шпонки; 4 – арматурные каркасы цилиндрической формы; 5 – ограничители*

В модификации сборно-монолитного перекрытия системы АРКОС изменяются: глубина шпонки (150 мм вместо 100 мм) и ее высота (увеличивается на толщину верхней полочки плиты) [12]; количество и характер армирования (двухуровневое: в верхнем уровне и посередине высоты шпонки) [13]. Предложенная методика расчета прочности вариационным методом позволяет учесть все отмеченные выше особенности стыков и более точно оценить их несущую способность.

Примером многошпоночного соединения с наличием шва является безконсольный стык ригеля с колонной [14], характеризующийся следующими параметрами: треугольным профилем  $c l_k / h_k = 0,5$  и  $t_j / h_k = 3$  (здесь  $t_j = 120$  мм – ширина шва), разной толщиной  $b_k$  (рис. 3), обусловленной тавровым поперечным сечением ригеля, и классом бетона замоноличивания С20/25.

При решении задачи прочности рассматриваются все возможные случаи разрушения пятишпоночного стыка, для каждого из которых подсчитывается величина предельной нагрузки. В качестве расчетной принимается минимальное из полученных значений, которое при заданных параметрах стыка соответствует разрушению по шпонкам.

Особенностью конструктивного решения стыка является наличие в нем пяти шпонок (нормы ограничивают их количество тремя). С точки зрения авторов такое увеличение количества шпонок является вполне обоснованным. Согласно экспериментальным данным [15] прочность пятишпоночного армированного стыка в 3,9 раз больше, чем одношпоночного. Для учета неравномерности работы стыка по длине предложена формула для определения его прочности в зависимости от количества шпонок [7].



**Рисунок 3 – Безконсольный шпоночный узел соединения ригелей с колонной:**  
*1 – колонна; 2 – ригель; 3 – шпоночный стык; 4 – арматурные стержни*

**Выводы.** Широкое использование шпоночных соединений в сборно-монолитных конструктивных системах многоэтажных зданий определяет необходимость совершенствования методики расчета их прочности. В ПолтНТУ разработана достаточно общая методика расчета шпоночных стыков на основе вариационного метода в теории пластичности бетона, которая подтверждена результатами экспериментальных исследований. Она базируется на рассмотре-

нии характера разрушения стыков и системы определяющих прочность факторов. Использование предложенной методики расчета позволяет более точно оценить несущую способность стыков, которые в большинстве случаев имеют существенный запас прочности, и усовершенствовать их конструкцию.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Довженко, О.О. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2015. – 181 с.
2. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: Рабочий проект в 9-ти выпусках. Серия КУБ-2,5. Выпуск 1-1. / Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС», Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения (НСПО «МОНОЛИТ»). – М., 1990. – 49 с.
3. Мордич, А.И. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий / А.И. Мордич, Р.И. Вигдорчик, В.Н. Белевич, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 2 – 4.
4. Каркасная несущая система SARET [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.kgasuclan.ru/down/viewdownload/80/242>
5. Универсальная несущая сборно-монолитная каркасная система «КАЗАНЬ-XXI век» / И.И. Мустафин., ООО «Проектно-конструкторская фирма «Каркас». – Казань, 2005. – 21 с.
6. Довженко, О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів // О.О. Довженко, В. В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Вісник національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва» – Львів, 2013. – №755. – С. 111 – 117.
7. Чурса, Ю.В. Міцність при зрізі шпонкових з'єднань елементів конструктивних систем будівель дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.В. Чурса; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2016. – 231 с.
8. Патент на корисну модель №91267: МПК (2006.01) E04B 1 / 04. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.І. Бігдан: власник патенту – ПолтНТУ. – Опубл. 29.12.2014. – Бюл. № 12.
9. Патент на корисну модель 23418 МПК-2011.01 E04G 23 / 00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття / І.І. Куліченко М.В. Савицький : власник патенту – ПДАБА. – Опубл. 25.05.2007. – Бюл. № 7.
10. Патент на корисну модель 23425 МПК-2011.01 E04G 23 / 00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття / В.С. Магала, М.В. Савицький : власник патенту – ПДАБА. – Опубл. 27.12.2010. – Бюл. № 24.
11. Патент на корисну модель № 104986: МПК (2006.01) E04B 1 / 38. Вузол з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса : власник патенту – ПолтНТУ. – Опубл. 25.02.2016. – Бюл. № 4.
12. Butskaya E. L. Durability and cost-effectiveness of precast and cast-in-situ deck / E. L. Butskaya, M. V. Savvitskyi // Techniczne nauki. Chemia i chemiczne technologie. Budownictwo i architektura. – Przemysl: Nauka i studia, 2013. – NR 35 (103). – С. 77 – 83.
13. Патент на полезную модель 2453662 МПК-8 E04B/20. Сборно-монолитный каркас здания / Е.П. Гуров: патентообладатель – Гуров Е.П. – Опубл. 12.07.2011. – Бюл. №17.
14. Коровин, Н.Н. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // Бетон и железобетон. – 1965. – №3. – С. 40–43.
15. Довженко, О.О. Результати експериментальних досліджень залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції будівліта споруди: зб. наук праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 30. – С. 143 – 150.

## ИССЛЕДОВАНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ФРАГМЕНТА СЕТЧАТОГО КУПОЛА ПРИ ДЕЙСТВИИ УЗЛОВОЙ НАГРУЗКИ<sup>1</sup>

Драган В. И., Глушко К. К.

**Введение.** Для изучения действительного напряжённо-деформированного состояния сетчатого купола был проведён физический эксперимент. Для этой цели был изготовлен фрагмент двухъярусного однослойного сетчатого сферического купола, стержневая сеть которого построена по системе Кайвитта. Построение сети такого типа описано в работах [1, 2, 3], отношение высоты к диаметру основания составило  $f/D=0.022$ . Материал стержней купола – сталь 20, физический предел текучести определён по результатам испытаний образцов, вырезанных из труб стержней купола, составил 300,0 Мпа. На рисунке 1 изображена проекционная сеть и размеры сетчатого купола.

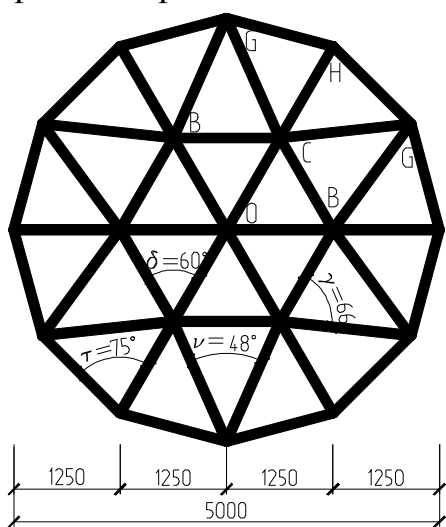


Рисунок 1 Размеры проекционной сети двухъярусного фрагмента сетчатого купола

Узловой элемент представлял собой стальной полый шар с внешним диаметром 160 мм, толщиной стенки 10 мм, сталь узлового элемента 09Г2С, крепление стержней к узловому элементу выполнено при помощи стальных фасонки с размером поперечного сечения 90x10 мм. Сварные соединения стержней и узла выполнены равнопрочными на растяжение-сжатие и изгиб в радиальной плоскости.

Экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния фрагмента сетчатого купола проводились в три этапа. На первом этапе измерялись вертикальные перемещения узлов и деформации крайних волокон на концах стержней от действия внешней нагрузки, приложенной в центральный узел фрагмента. В ходе второй стадии внешняя нагрузка одного значения прикладывалась в шесть узлов типа C (B) фрагмента без приложения нагрузки в центральный узел. На этом же этапе измерялись вертикальные перемещения узлов фрагмента и деформации крайних волокон торцевых сечений стержней. В ходе третьего этапа экспериментальных исследований прикладывалась внешняя нагрузка на узел O и узлы типа C (B) фрагмента. В ходе испытаний измерялись деформации на крайних волокнах на каждом из концов стержней.

<sup>1</sup> Эта статья является продолжением работ «ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ В РАДИАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ В СТЕРЖНЯХ СЕТЧАТОГО КУПОЛА» и «ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ В СТЕРЖНЯХ И КРИТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ВЫЗЫВАЮЩИХ МЕСТНУЮ ПОТЕРЮ УСТОЙЧИВОСТИ СЕТЧАТОГО КУПОЛА»



Измерение вертикальных перемещений производилось в узле  $O$ , в узлах типа  $C(B)$ , в опорных узлах при помощи прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01мм. Деформации крайних волокон стержней измерялись при помощи тензорезисторов 2ПКП-20-200В с длиной базы 20мм, сопротивлением  $R=199,4 - 200,0$  Ом, коэффициентом тензочувствительности  $k=2,11$ . Поверхность труб в местах установки тензорезисторов очищалась от краски и обезжиривалась, после чего приклеивался тензодатчик при помощи циакринового клея. Нагрузка на узловые элементы прикладывалась при помощи при помощи домкратов, величины усилий на конструкцию регистрировались при помощи динамометров ДОСМ 3-1 при приложении нагрузки в узлы типа  $C(B)$ , ДОСМ 3-3 и ДОСМ 3-1 при приложении нагрузки в узел  $O$  и узлы  $O$  и  $C(B)$  одновременно. Приложение внешних нагрузок производилось пошагово. Шаг нагружения по мере увеличения нагрузки уменьшался.

Общий вид фрагмента сетчатого купола, подготовленного к испытаниям, представлен на рисунке 2.



**Рисунок 2 – Общий вид двухъярусного фрагмента сетчатого купола**

**Общая часть.** Описанный фрагмент диаметром 5,0 м рассматривается отдельно от целой конструкции купола более чем в 5 раз превышающей диаметр фрагмента, то необходимо учесть его действительное напряжённо-деформированное состояние. Необходимо определить жёсткости упругих заделок в точках  $H$  и  $G$  и влияния растяжения опорного кольцевого ряда стержней на величины продольных деформаций остальных стержней. Поскольку стержни типа  $GH$  (см. рис. 1) не получают вертикальных смещений торцов, то следует рассмотреть равновесие моментов в узле  $H$ , возникающих от поворота сечений стержней вблизи этого узла.

Здесь участвуют следующие величины:  $4iq_H \cos t$  - момент в стержне  $GH$  в точке  $H$ , вызванный поворотом опоры  $H$  в плоскости  $OCH$ ,  $q_H \cos t$  - угол поворота опоры  $H$  в направлении стержня  $GH$ ,  $r_H$  - величина моментной податливости заделки,  $2iq_H \cos t$  - момент в стержне  $GH$  в точке  $H$ , вызванный поворотом опоры  $G$  в плоскости  $GOG$ ,  $R_H$  - жёсткость упругой заделки стержня  $CH$  в точке  $H$ . Точно так же можно вычислить и величину жёсткости упругой заделки стержня  $CG$  в направлении  $CG$ , принимая, что углы поворота заделок в плоскостях  $OCH$  и  $GOG$  равны в силу симметрии рассматриваемой задачи. Отсюда следует, что  $M_H^{CH} = 2M_G^{CG} \cos 0.5n$ . Выражение для определения величины упругости заделки  $G$  в направлении  $CG$  можно записать в следующем виде:

$$M_H^{CH} = (4iq_H \cos t - 2iq_H \cos t)2i \cos t = 4iq_H \cos^2 t; R_H = \frac{iq_H}{M_H^{CH}} = \frac{1}{4 \cos^2 t} \quad (1)$$

Здесь участвуют следующие величины:  $4iq_H \cos t$  - момент в стержне  $GH$  в точке  $H$ , вызванный поворотом опоры  $H$  в плоскости  $OCH$ ,  $q_H \cos t$  - угол поворота опоры  $H$  в направлении стержня  $GH$ ,  $r_H$  - величина моментной податливости заделки,  $2iq_H \cos t$  - момент в стержне  $GH$  в точке  $H$ , вызванный поворотом опоры  $G$  в плоскости  $GOG$ ,  $R_H$  - жёсткость упругой заделки стержня  $CH$  в точке  $H$ . Точно так же можно вычислить и величину жёсткости упругой заделки стержня  $CG$  в направлении  $CG$ , принимая, что углы поворота заделок в плоскостях  $OCH$  и  $GOG$  равны в силу симметрии рассматриваемой задачи. Отсюда следует, что  $M_H^{CH} = 2M_G^{CG} \cos 0.5n$ . Выражение для определения величины упругости заделки  $G$  в направлении  $CG$  можно записать в следующем виде:

$$R_G = \frac{iq_G}{M_G^{CG}} = \frac{\cos 0.5n}{2 \cos^2 t} \quad (2)$$

Подставляя в обе формулы величины углов между стержнями, можно определить обе величины жёсткости заделок:  $R_H = 3.73 \frac{\kappa H_M}{\kappa H_M} \text{ рад}$ ;  $R_G = 6.83 \frac{\kappa H_M}{\kappa H_M} \text{ рад}$ . В формулах, изложенных в теоретической части, для определения изгибающих моментов в рассматриваемых стержнях присутствуют выражения  $\frac{1+2R_i}{1+4R_i}$ ,  $\frac{1+3R_i}{1+4R_i}$ . Подставляя полученные значения жесткостей заделок можно сравнить с значениями, соответствующим шарнирному соединению стержней в узлах  $H$  и  $G$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+2R_H}{1+4R_H} / \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+2R_H}{1+4R_H} = 1.064 \\ \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+2R_G}{1+4R_G} / \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+2R_G}{1+4R_G} = 1.021 \\ \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+3R_H}{1+4R_H} / \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+3R_H}{1+4R_H} = 1.03 \\ \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+3R_G}{1+4R_G} / \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+3R_G}{1+4R_G} = 1.017 \end{array} \right. \quad (3)$$

Поскольку значения жесткостей заделок отличаются от шарнирных на величины от 1,7% до 6,4%, можно считать эти опоры шарнирными, поскольку погрешность измерения деформаций крайних волокон стержней превосходит каждое из этих значений.

Поскольку опорный кольцевой ряд стержней не нагружен внешними силами, можно оценить влияние его продольных деформаций на величины продольных деформаций всех остальных стержней. Величину относительной продольной деформации стержня  $CH$  можно записать в виде следующего выражения:

$$e_{CH} = 9b^2h \left( 1 - \frac{1}{2}h \right) - \frac{a}{c} - \frac{b}{c} \quad (4)$$

Здесь приняты следующие обозначения:  $h$  - доля угла поворота хорды в процессе деформирования стержня  $CH$  к его начальному положению относительно горизонтальной плоскости,  $a$  - перемещение узла  $C$ ,  $b$  - перемещение узла  $H$ . Перемещение узла  $H$  вызвано растяжением опорного кольцевого ряда стержней, учитывая, что поперечные силы в плоскости проекции отсутствуют в силу симметрии рассматриваемой задачи, можно утверждать, что выполняется следующее уравнение равновесия узла  $H$ :

$$N_{CH} = 2N_{GH} \cos t \Rightarrow e_{CH} = 2e_{GH} \cos t \quad (5)$$

Аналогично можно записать уравнение равновесия для узла  $G$ :

$$2N_{CG} \cos \frac{n}{2} = 2N_{GH} \cos t \Rightarrow e_{CG} = e_{GH} \frac{\cos t}{\cos \frac{n}{2}} \quad (6)$$

Остальные выражения для вычисления продольных деформаций других стержней останутся неизменными. Составляя уравнение равновесия в горизонтальной плоскости в точке  $C$  ( $B$ ), можно вычислить величину продольной деформации стержня  $BC$ , которая входит в уравнения продольных деформаций всех остальных стержней.

$$\bar{e}_{BC} = 2 \cos d \cos \frac{n}{2} \frac{9h \left(1 - \frac{1}{2}h\right) \left(1 + \frac{\cos g}{\cos \frac{n}{2}}\right) - c \left(1 - \frac{1}{2}c\right) (1 + 4 \cos^2 t)}{4 \cos \frac{n}{2} \cos^2 d (1 + 4 \cos^2 t) + 2 \cos \frac{n}{2} + 4 \cos^2 t \cos \frac{n}{2} + \cos g} \quad (7)$$

Выражение для определения закона изменения продольных деформаций стержня  $CO$  (7) следует применять для подстановки в следующие формулы:

$$\bar{e}_{OC} = c(1 - 0.5c) + \frac{e_{BC}}{2 \cos d} \quad (8)$$

$$\bar{e}_{CH} = 9h(1 - 0.5h) - \frac{e_{BC}}{2 \cos d} \quad (9)$$

$$\bar{e}_{CG} = \frac{9h(1 - 0.5h)}{2 \cos 0.5u} - \frac{e_{BC}}{4 \cos 0.5u \cos d} \quad (10)$$

Законы изменения поперечных сил останутся неизменными и могут быть записаны в виде следующих уравнений:

$$\bar{Q}^{CO} = -12 \frac{c}{n} + 6 \frac{\Theta_C}{n} \quad (11)$$

$$\bar{Q}^{CH} = -9 \frac{h}{n} + 3 \frac{\Theta_C}{n} \quad (12)$$

$$\bar{Q}^{CG} = -9 \frac{h}{n} + 3 \frac{\Theta_C}{n} \cos g \quad (13)$$

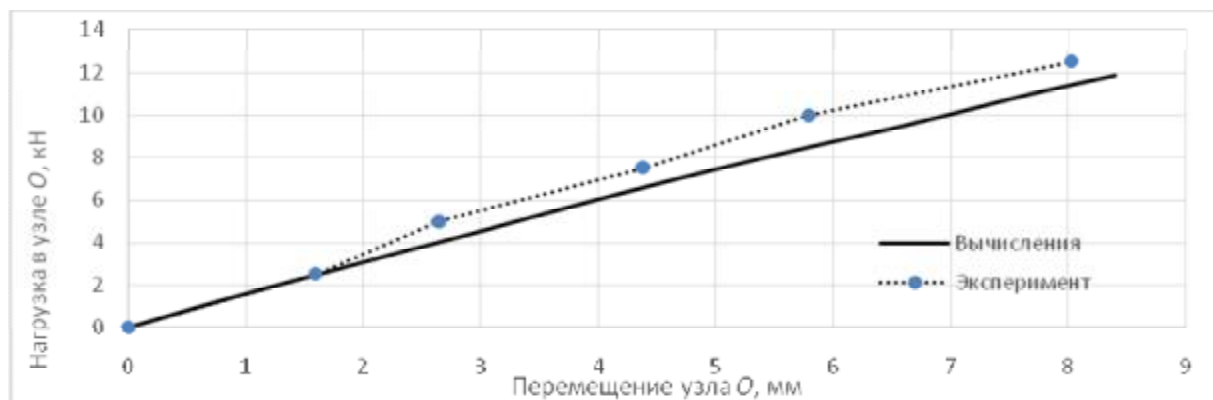
Построение диаграмм деформирования стержневых многогранников следует начинать с отыскания величины параметра прогиба стержней второго яруса  $h$ , задаваясь параметром  $c$ . Выражение, связывающие оба параметра прогибов, можно представить в виде формулы:

$$\Omega = \frac{P_C}{P_O} = \frac{3(\bar{e}_{CH} + 2\bar{e}_{CG})(1-u) - \bar{e}_{CO}(1-c) + \bar{Q}_{CO} - \bar{Q}_{CH} - 2\bar{Q}_{CG}}{k(\bar{e}_{CO} - \bar{Q}_{CO})} \quad (14)$$

Результаты вычислений следует подставлять в выражение для нагрузки в узле  $O$ :

$$P_O = 6b^3 EA(\bar{e}_{CO} - \bar{Q}_{CO}) \quad (15)$$

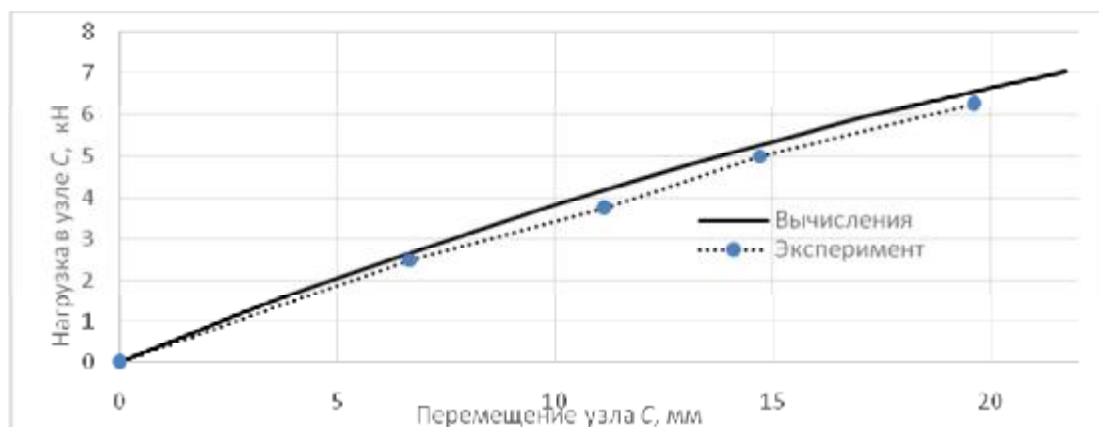
На рисунке 3 изображена диаграмма деформирования верхнего центрального многогранника при приложении нагрузки в верхний центральный узел  $O$ . Перемещения на диаграмме соответствуют отношению разности вертикальных перемещений узлов  $O$  и  $C$  ( $B$ ).



**Рисунок 3 – Диаграммы перемещений узла  $O$  относительно узлов  $C$**

Максимальное значение нагрузки, приложенной в узел  $O$ , составило 12,5 кН. Дальнейшее нагружение было прекращено из-за возникновения напряжений на крайних волокнах стержней, близких к пределу текучести. Из представленных диаграмм можно сделать вывод, что центральный шестигранный фрагмент сетчатого купола при приложении сосредоточенной нагрузки в одном лишь центральном узле не может быть «прощёкнут» в упругой стадии, поскольку приращение напряжений на крайних волокнах стержня вблизи торцов возникает в значительной мере от действия изгибающих моментов в радиальной плоскости. Поскольку закон изменения поперечных сил, возникающих в стержнях также близок к линейному и их значения довольно значительны по сравнению с вертикальными проекциями продольных сил, то внешняя нагрузка также изменяется по закону, близкому к линейному. Геометрическая нелинейность поэтому проявляется в незначительной мере.

Также было рассмотрено деформирование фрагмента при приложении внешней нагрузки одного значения в 6 узлов типа  $C$  ( $B$ ). Диаграмма «нагрузка-прогиб» для сетчатого купола при приложении нагрузки в узлы  $C$  при отсутствии нагрузки в узле  $O$  показана на рисунке 4.



**Рисунок 4 – Диаграммы перемещений узла  $C$  относительно опорных узлов при отсутствии нагрузки в узле  $O$**

В этом случае наблюдаются те же явления, что и в предыдущем. Изгибающие моменты вызывают наибольший прирост напряжений в торцевых сечениях стержней. Максимальное значение узловой нагрузки в каждый узел составило 6.25 кН. Следует отметить, что изгибающие моменты в торцевых сечениях стержней направлены в противоположную сторону, по сравнению с выше рассмотрен-

ным случаем. Очевидно, если нагрузку прикладывать в центральный узел и окружающие его шесть узлов совместно, то результирующие изгибающие моменты будут иметь меньшие значения, чем в каждом отдельном рассмотренном случае.

Было произведено нагружение купола внешней нагрузкой одинакового значения в узле  $O$  и шести узлах типа  $C$  ( $B$ ). На рисунке 5 изображены диаграммы «нагрузка-прогиб» для центрального многогранника при действии узловой нагрузки одинакового значения в центральном и шести окружающих его узлах.

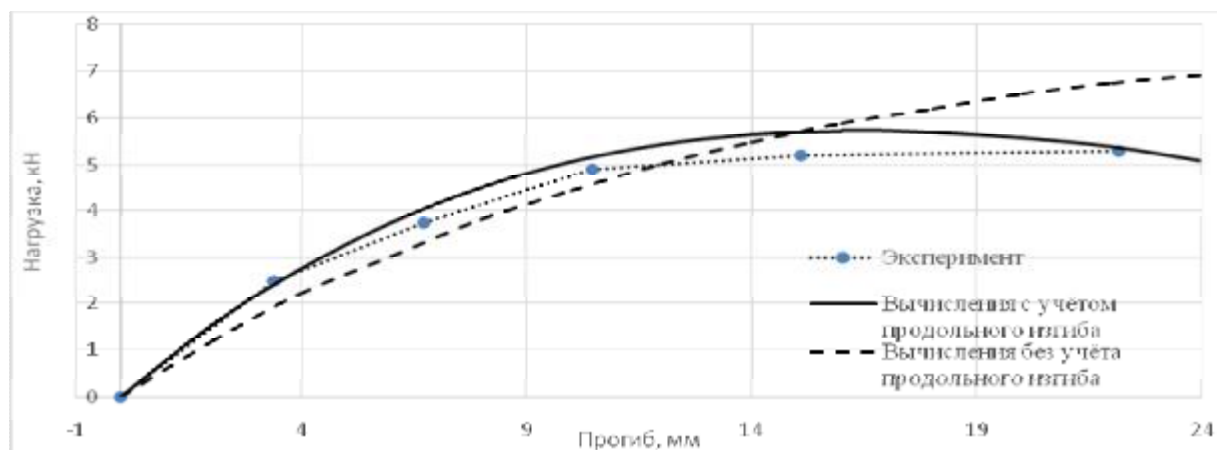


Рисунок 5 – Диаграммы перемещений узла  $O$  относительно узлов  $C$

Нагружение осуществлялось с переменным шагом увеличения внешней нагрузки. Шаг нагружения уменьшался по мере приближения к критическому значению. При достижении величины внешней нагрузки близкой к критической, её значение было увеличено на 0.2 кН и усилия в каждом из домкратов оставались постоянными. При этом наблюдался процесс перехода верхнего стержневого многогранника из выпуклого состояния в вогнутое (при перемещениях более 10,69мм на экспериментальной диаграмме). При последующих нагружениях на 0.2 кН произошёл значительный рост деформаций, которые развивались вплоть до касания нижней траверсы центральным узлом, после чего испытания были прекращены. Скорость приращения прогибов при этом увеличивалась, что свидетельствует о нахождении рассматриваемого стержневого многогранника в положении безразличного равновесия. В этом случае проявилось начало наступления процесса потери устойчивости 2-го рода, приближение к неустойчивому состоянию исследуемого стержневого многогранника.

По виду представленных диаграмм можно сделать вывод, что процесс деформирования верхней шестигранной стержневой пирамиды происходил геометрически нелинейно. Это можно объяснить тем, что внешняя нагрузка в значительной мере была уравновешена проекциями продольных сил в стержнях, изменение которых в процессе деформирования не сопровождается линейной зависимостью от перемещений. При сравнении экспериментальной и вычисленной с учётом продольной изгиба диаграмм «нагрузка-прогиб» с диаграммой, вычисленной без учёта продольного изгиба стержней, можно заметить, что последняя диаграмма не имеет ниспадающей ветви, которая свидетельствует о переходе верхнего многогранника из устойчивого положения в неустойчивое. Имея такое решение исследуемой задачи, можно сделать ошибочный вывод о том, что происходит только лишь изменение формы многогранника, но не происходит потери устойчивости.

Наибольшая разница между экспериментальными значениями нагрузок и вычисленными, представленными на всех трёх сериях диаграмм, составила 14%. Вычисленное в последнем случае вертикальное перемещение узла  $O$  относительно узлов типа  $C$  ( $B$ ), при котором должно было произойти явление потери устойчивости второго рода верхнего многогранника равен 16 мм. При проведении эксперимента потери устойчивости верхнего многогранника не удалось достичь, однако по виду экспериментальной диаграммы можно сделать вывод, что ниспадающая ветвь экспериментальной диаграммы «нагрузка-прогиб» хоть и отсутствует, но имеется почти горизонтальный участок экспериментальной диаграммы, который свидетельствует о достижении критической нагрузки. Дальнейшее деформирование стержней верхней пирамиды происходило с ростом пластических деформаций на крайних волокнах торцевых сечений, расположенных вблизи центрального узла.

Вместе с тем весь процесс деформирования предложенная математическая модель описывает с хорошей точностью. Максимальное вертикальное перемещение верхнего узла составило 22 мм, что превышает стрелу подъёма верхнего стержневого многогранника, которая равна 20 мм. В связи с этим можно судить о том, что верхний многогранник был «прощёлкнут» практически без приращения внешней нагрузки.

После снятия внешней нагрузки конструкция вернулась практически в исходное состояние. Остаточные вертикальные деформации составили 2 мм в центральном узле и составляет 1,82%. Возврат в первоначальное положение можно объяснить несовершенствами формы фрагмента сетчатого купола и погрешностями, возникшими при приложении внешней нагрузки.

**Выводы.** При приложении внешней нагрузки на жёстко-узловой сетчатый купол в одном лишь верхнем узле местная потеря устойчивости не может возникнуть в упругой стадии работы материала стержней. «Прощёлкивание» верхней стержневой пирамиды может наступить только после достижения пластических деформаций в стержнях.

Предложенная математическая модель с удовлетворительной точностью описывает геометрически нелинейный процесс деформирования стержневых многогранников в двух верхних поясах сетчатого купола.

В том случае, если не учитывать явление продольного изгиба в стержнях, т.е. поворот поперечных сечений, возникающий при действии продольной силы, можно сделать ошибочный вывод о том, что потеря устойчивости 2-го рода невозможна при действии внешней нагрузки одного значения на узлы сетчатого купола, поскольку на диаграмме сопротивления конструкции (вычисленная) отсутствует ниспадающая ветвь, свидетельствующая о переходе системы в неустойчивое состояние.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

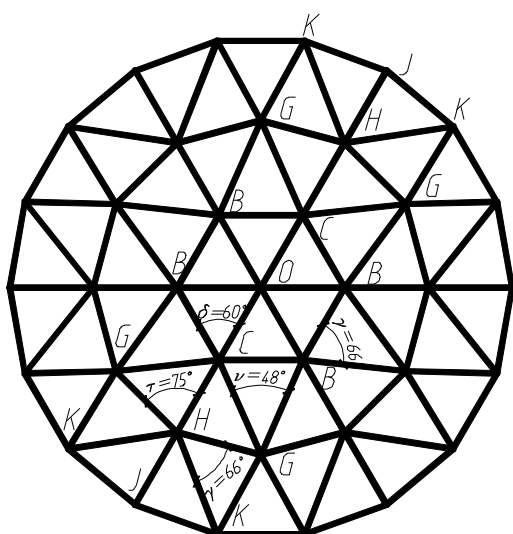
1. Инженерные конструкции : учебное пособие : под ред. В. В. Ермолова. – М. : Высш. школа, 1991. – 408 с.
2. Журавлёв А. А. Пространственные деревянные конструкции : А. А. Журавлёв , Г. Б. Вержбовский, Н. Н. Ерёменко. – Ростов-на-Дону. :РГСУ, 2003. – 518 с.
3. Металлические конструкции : учебное пособие : в 3 т. / В. В. Горев [и др.]. – 3-е изд., стер. – М. : Высш. школа, 2004. – Т. 2 : Конструкции зданий. – 528 с.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ В РАДИАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ В СТЕРЖНЯХ СЕТЧАТОГО КУПОЛА

Драган В. И., Глушко К. К.

**Введение.** Одним из видов потери устойчивости сетчатых куполов является потеря устойчивости положения отдельных фрагментов – стержневых многогранников. Необходимость рассмотрения местного изменения формы сетчатого купола при действии узловой нагрузки обусловлена тем, что статический расчёт и подбор сечений стержней всей конструкции был произведён без учёта этого явления. При «прощёлкивании» отдельных фрагментов наступает изменение расчётной схемы, поведение же купола с дефектами формы в изначальной расчётной схеме не рассматривалось. Таким образом, при местной потере устойчивости происходит изменение напряжённо-деформированного состояния стержней конструкции. Потеря местной устойчивости сетчатого купола является недопустимым явлением, поскольку нарушает целостность конструкции покрытия и герметичность кровли. Вопрос о потере местной устойчивости сетчатого купола может возникнуть при его реконструкции, в случае изменения узловых нагрузок наступает необходимость выявления скрытых запасов несущей способности.

**Общая часть.** Представленный ниже метод определения поперечных сил в стержнях следует применять при соблюдении следующих условий: общая устойчивость сетчатого купола обеспечена; вертикальные перемещения концов отдельных стержней купола принимаются перпендикулярными к оси стержня; длины рассматриваемых стержней значительно не отличаются и могут быть приняты одинаковыми, изгибные и погонные жёсткости разных стержней одинаковы, местная потеря устойчивости купола происходит в упругой стадии, внешняя нагрузка представляется узловой, распределённая нагрузка на поверхность купола является равномерно распределённой, действие крутящих моментов и изгибающих моментов в касательной плоскости к стержневой оболочке не рассматривается за малостью, рассматривается плоская форма изгиба стержня, узловой элемент сетчатой конструкции можно считать абсолютно твёрдым телом исчезающе малого размера. На рисунке 1 показан рассматриваемый трёхъярусный фрагмент сетчатого купола.



момента и изгибающих моментов в касательной плоскости к стержневой оболочке не рассматривается за малостью, рассматривается плоская форма изгиба стержня, узловой элемент сетчатой конструкции можно считать абсолютно твёрдым телом исчезающе малого размера. На рисунке 1 показан рассматриваемый трёхъярусный фрагмент сетчатого купола.

**Рисунок 1 – Рассматриваемый фрагмент  
сетчатого купола**

Необходимо в первую очередь рассмотреть действие изгибающих моментов в радиальной плоскости в характерных стержнях рассматриваемого фрагмента: в стержнях  $OC$ ,  $BC$ ,  $CH$ ,  $CG$ ,  $HJ$ ,  $HK$ . На рисунке 2 показаны слагаемые эпюры от отдельных вертикальных смещений торцов этих стержней и углов поворота их торцевых сечений.

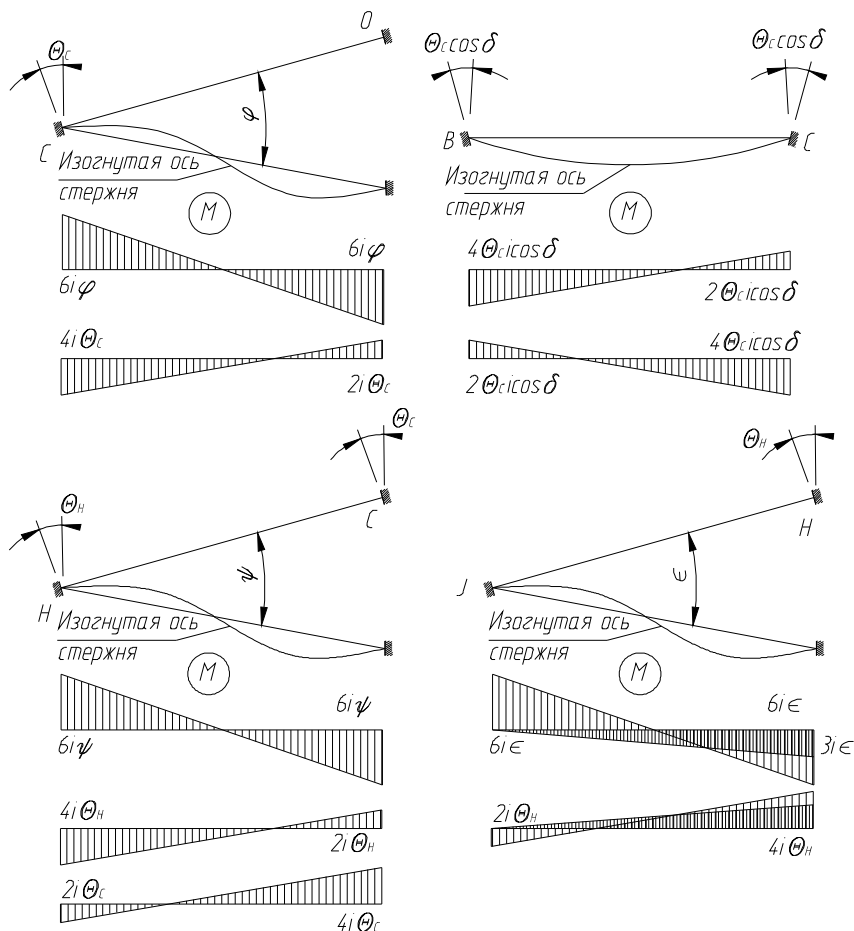


Рисунок 2 – Эпюры моментов при вертикальных смещениях торцов стержней и поворотах их торцевых сечений

Суммируя эпюры моментов, можно получить систему уравнений следующего вида:

$$\begin{cases} \Sigma M_O^{CO} = 6ibc - 2ib\Theta_c \\ \Sigma M_C^{CO} = -6ibc + 4ib\Theta_c \end{cases} \quad (1)$$

где  $M_O^{CO}, M_C^{CO}$  - изгибающие моменты в точках  $C$  и  $O$  стержня  $CO$ ,  $bc = j$  - угол поворота хорды стержня,  $i$  - погонная жёсткость стержня,  $\Theta_c = \frac{q_c}{b}$  - приведенный угол поворота торцевого сечения стержня  $CO$  вблизи стержня  $C$  - величина угла поворота торцевого сечения вблизи узла  $C$ , отнесённого к углу наклона оси стержня  $CO$  к горизонтальной плоскости. Величина  $c$  показывает долю угла поворота хорды стержня  $j$  от угла между осью стержня и горизонтальной плоскостью  $b$  в проектном положении. Полагая, что стержень  $CH$  расположен в одной плоскости со стержнем  $CO$ , можно вычислить действующие в



нѐм изгибающие моменты. Схема деформирования стержня  $CH$  и эпюры моментов от отдельных перемещений показаны на рисунке 2. Суммируя эпюры, можно выразить величины действующих моментов на торцах стержня  $CH$ :

$$\begin{cases} \Sigma M_C^{CH} = 6iy - 4iq_C - 2iq_H \\ \Sigma M_H^{CH} = -6iy + 2iq_C + 4iq_H \end{cases} \quad (2)$$

Окончательно выражая величины изгибающих моментов, можно ввести обозначение  $h = \frac{y}{3b}$ , где  $3b$  - угол наклона стержня  $CH$  к горизонтальной плоскости в недеформированной схеме. Величина  $h$  здесь имеет тот же физический смысл, что и  $s$  применительно к стержню  $CO$ . С учётом принятых обозначений формулы (2) можно переписать в следующем виде:

$$\begin{cases} \Sigma M_C^{CH} = 18ibh - 4ib\Theta_C - 2ib\Theta_H \\ \Sigma M_H^{CH} = -18ibh + 2ib\Theta_C + 4ib\Theta_H \end{cases} \quad (3)$$

Точно таким же образом можно получить выражения для вычисления изгибающих моментов в стержне  $CG$ , учитывая, что угол поворота торца  $C$  стержня  $CG$  можно выразить как  $\Theta_G = \Theta_H \cos(0.5n)$ . Здесь  $g = \angle GCH$  (см. рисунок 2). Выражения для моментов можно получить в виде, подобно уравнениям (3):

$$\begin{cases} \Sigma M_C^{CG} = 18ibh - 4ib\Theta_C \cos g - 2ib\Theta_H \cos \frac{u}{2} \\ \Sigma M_G^{CG} = -18ibh + 2ib\Theta_C \cos g + 4ib\Theta_H \cos \frac{u}{2} \end{cases} \quad (4)$$

В стержне  $BC$  также возникают моменты при повороте торцов  $B$  и  $C$ , вызванные поворотом опоры  $C$  ( $B$ ), перемещение хорды будет происходить параллельно самой себе, так как точки  $B$  и  $C$  при осесимметричной нагрузке получают одинаковые перемещения. На рисунке 2 показаны эпюры моментов в стержне  $BC$  при повороте каждого из торцов. Суммируя эпюры моментов (см. рисунок 2), можно получить систему уравнений следующего вида для стержня  $BC$ :

$$\begin{cases} \Sigma M_B^{BC} = 4iq_C \cos d - 2iq_C \cos d = 2ib\Theta_C \cos d \\ \Sigma M_C^{BC} = 4iq_C \cos d - 2iq_C \cos d = 2ib\Theta_C \cos d \end{cases} \quad (5)$$

где  $\cos d$  - косинус угла  $\angle BCO$ .

Необходимо рассмотреть влияние углов поворота концевых сечений стержней третьего яруса на величины углов поворота концевых сечений стержней второго яруса. Углы поворота концов стержней в третьем кольцевом сечении в радиальной плоскости сетчатого купола в общем случае не нулевые, с другой же стороны не равны углам поворота при шарнирном опирании. Следует рассмотреть оба случая, считая стержни типа  $HJ$  и  $HK$  заделанными жѐстко в одном случае и опѐртыми шарнирно в другом. При этом полагается, что при действии осесимметричной нагрузки все узлы, находящиеся в одном и том же

кольцевом сечении сетчатого купола получают одинаковые вертикальные перемещения. На рисунке 2 изображены эпюры моментов в стержнях типа  $HJ$ . Изгибающие моменты в стержне  $HJ$  в точке  $H$  при жёстком и шарнирном опирании в точке  $J$  можно выразить следующим образом, учитывая, что угол наклона этого стержня к горизонту  $5b$  :

$$\begin{cases} \Sigma M_{H,Ж}^{HJ} = 6ie - 4ib\Theta_H = 30ibx - 4ib\Theta_H \\ \Sigma M_{H,Ш}^{HJ} = 3ie - 3ib\Theta_H = 15ibx - 3ib\Theta_H \end{cases} \quad (6)$$

Выражения для изгибающих моментов в стержне  $KH$  можно найти подобным образом, проецируя угол поворота узла  $H$  в радиальной плоскости, проходящей через центр описанной сферы и точки  $H$  и  $J$  на радиальную плоскость, проходящую через точки  $K$ ,  $H$  и центр описанной сферы:

$$\begin{cases} \Sigma M_{H,Ж}^{HK} = 6ie - 4ib\Theta_H \cos g_1 = 30ibx - 4ib\Theta_H \cos g_1 \\ \Sigma M_{H,Ш}^{HK} = 3ie - 3ib\Theta_H \cos g_1 = 15ibx - 3ib\Theta_H \cos g_1 \end{cases} \quad (7)$$

где  $g_1$  - угол между стержнями  $KHJ$ .

Как отмечалось выше, принимая равенство углов поворота в радиальной плоскости и вертикальных перемещений во всех узлах во втором кольцевом сечении, можно определить действующие изгибающие моменты в стержнях типа  $GH$ . Выражения для определения изгибающих моментов в стержне  $GH$  можно представить в виде следующей системы:

$$\begin{cases} M_H^{GH} = 4iq_H \cos t_1 - 2iq_H \cos t_1 = 2ib\Theta_H \cos t_1 \\ M_H^{GH} = 4iq_H \cos t_1 - 2iq_H \cos t_1 = 2ib\Theta_H \cos t_1 \end{cases} \quad (8)$$

Здесь угол  $t_1$  - половина угла  $GHG$ .

При отсутствии сосредоточенных моментов в узле  $H$ , можно составить уравнение равновесия этого узла для вычисления приведенного угла поворота  $\Theta_H$  :

$$\Sigma M_H^{HJ} + 2\cos g \Sigma M_H^{HK} + \Sigma M_H^{CH} + 2\cos g \Sigma M_H^{GH} = 0 \quad (9)$$

Подставляя выше изложенные выражения в уравнение (9), можно получить величину приведенного угла поворота  $\Theta_H$  для случая шарнирного и жёсткого защемления нижних концов стержней третьего яруса:

$$\begin{cases} \Theta_{H,Ж} = \frac{15x(1 + 2\cos g) + 9h}{2(2 + \cos^2 t - 2\cos^2 g)} - \frac{\Theta_C}{2(2 + \cos^2 t - 2\cos^2 g)} \\ \Theta_{H,Ш} = \frac{15x(1 + 2\cos g) + 18h}{4(1 + \cos^2 t) + 3(1 + 2\cos^2 g)} - \frac{2\Theta_C}{4(1 + \cos^2 t) + 3(1 + 2\cos^2 g)} \end{cases} \quad (10)$$

Теперь, зная величины всех действующих моментов в узле  $C$  и учитывая, что сосредоточенные моменты в этом узле отсутствуют, можно составить уравнение равновесия узла, приравнивая суммы моментов слева и справа от него для выражения угла поворота узла  $Cq_C$  относительно переменных  $s$  и  $h$

$$M_C^{CO} + 2M_C^{BC} \cos d = M_C^{CH} + 2M_C^{CG} \cos g \quad (11)$$

Подставляя в уравнение (11) выражения для определения моментов на каждом из концов стержней и приводя подобные, можно определить значения приведенного угла поворота  $\Theta_C$ , которые будут соответствовать шарнирному опиранию стержней третьего яруса или их жёсткому закреплению:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta_{C,ж}^{III} = \frac{18h(1+2\cos g) - \frac{15x(1+2\cos g) + 9h}{2 + \cos^2 t - 2\cos^2 g} (1 + 2\cos g \cos \frac{u}{2}) + 6c}{2(3 + 4\cos^2 t + 2\cos^2 g) - \frac{1 + 2\cos g \cos \frac{u}{2}}{2 + \cos^2 t - 2\cos^2 g}} \\ \Theta_{C,ш}^{III} = \frac{1}{2} \frac{9h(1+2\cos g) - \frac{1}{2} \cdot \frac{15x(1+2\cos g) + 18h}{2 + 2\cos^2 t + \cos^2 g} (1 + 2\cos g \cos \frac{u}{2}) + 3c}{2 + \cos^2 d + 2\cos^2 g - \frac{1}{2} \cdot \frac{1 + 2\cos g \cos \frac{u}{2}}{2 + 2\cos^2 t + \cos^2 g}} \end{array} \right. \quad (12)$$

Теперь можно повторить вывод формул для определения приведенного угла поворота  $\Theta_C$ , принимая, что стержня второго яруса закреплены упруго с величиной податливости заделок  $r_H$  для стержня  $CH$  и  $r_G$  для стержня  $CG$ . Величины углов поворота упругих заделок равны  $q_H = \Sigma M_H^{CH} i r_H = \Sigma M_H^{CH} R_H$  и  $q_G = \Sigma M_G^{CG} i r_G = \Sigma M_G^{CG} R_G$ . Используя уравнение (11), можно определить величину  $\Theta_C$  через параметры прогиба  $c$  и  $h$ :

$$\Theta_C^{II} = \frac{q_C}{b} = \frac{3}{2} \frac{3h \left( 2\cos g \frac{1+2R_G}{1+4R_G} + \frac{1+2R_H}{1+4R_H} \right) + c}{1 + \cos^2 d + 2\cos^2 g \frac{1+3R_G}{1+4R_G} + \frac{1+3R_H}{1+4R_H}} \quad (13)$$

Шарнирному закреплению концов стержней второго кольцевого сечения соответствуют значения  $R_H \rightarrow \infty, R_G \rightarrow \infty$ , жёсткому закреплению  $R_H \rightarrow 0, R_G \rightarrow 0$ . Учитывая это, можно утверждать, что справедливы следующие пределы отношений  $\lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+2R_i}{1+4R_i} = \frac{1}{2}, \lim_{R_i \rightarrow \infty} \frac{1+3R_i}{1+4R_i} = \frac{3}{4}, \lim_{R_i \rightarrow 0} \frac{1+2R_i}{1+4R_i} = 1, \lim_{R_i \rightarrow 0} \frac{1+3R_i}{1+4R_i} = 1$ .

Принимая величины углов  $d = g = t = u = \frac{p}{3}$  как наиболее часто используемые (проекционная сеть, состоящая из правильных треугольников), можно оценить различия между зависимостями (12) и (13).

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta_{C,ж}^{III} = 0.581c + 2.896h - 1.972x \\ \Theta_{C,ш}^{III} = 0.587c + 2.832h - 1.154x \\ \Theta_{C,ж}^{II} = 0.546c + 3.273h \\ \Theta_{C,ш}^{II} = 0.631c + 1.895h \end{array} \right. \quad (14)$$

Сравнивая попарно величины приведенных углов поворота, вычисленных в трёхъярусной и двухъярусной расчётных схемах с жёстким или шарнирным опиранием стержней, можно прийти к выводу, что влияние условий закрепления стержней третьего яруса на величину  $\Theta_C$  невелико. Из этого также следует, что и влияние углов поворота концов стержней, находящихся за пределами третьего яруса также мало. Следует понимать, что наибольшее влияние на значение приведенного угла поворота узла  $C$  в радиальной плоскости  $\Theta_C$  обладает величина  $c$ , поскольку её значение наибольшее из всех рассмотренных величин при образовании одиночной вмятины сетчатой стержневой поверхности. Поэтому, несколько завышая деформации, но с достаточной для аналитического расчёта точностью можно ограничиться рассмотрением двухъярусного фрагмента сетчатого купола с шарнирным опиранием во втором кольцевом ряде стержней. Для последующих расчётов может быть принята следующая формула для записи приведенного угла поворота торцевых сечений вблизи узла  $C$ :

$$\Theta_C = \frac{q_C}{b} = 1.5 \frac{3h(\cos g + 0.5) + c}{1 + \cos^2 d + 1.5 \cos^2 g + 0.75} \quad (15)$$

Следует понимать, что полученные формулы являются приближенными и не учитывают поворота поперечных сечений стержней, которые могут быть вызваны распором на торцах стержня, численно равным действующим в стержне продольной силе. Поскольку малые величины разной степени малости сильно влияют на конечный результат в рассматриваемой задаче, то в общем случае пренебрегать явлением продольного изгиба не следует. Для более точного определения величин изгибающих моментов в стержнях следует воспользоваться функциями Корноухова изложенных в работах [1,3]:

$$a(u) = \frac{u}{2tgu} \cdot \frac{tgu - u}{2tg \frac{u}{2} - u} \quad (17)$$

$$b(u) = \frac{u}{2\sin u} \cdot \frac{u - \sin u}{2tg \frac{u}{2} - u} \quad (18)$$

$$g(u) = a(u) + b(u) \quad (19)$$

$$d(u) = a(u) - b(u) \quad (20)$$

$$c(u) = \frac{1}{u^2} - \frac{1}{utgu} \quad (21)$$

где  $u_i = c \sqrt{\frac{N_i}{EI}} = \frac{c}{r} \frac{b}{b} \sqrt{e_i} = \sqrt{ne_i}$ ,  $N_i$  - продольная сила в  $i$ -м стержне,  $e_i$  - относи-

тельная продольная деформация  $i$ -го стержня,  $\bar{e}_i = \frac{e_i}{b^2}$  - приведенное значение

продольной деформации стержня. Величина  $n$  характеризует одновременно геометрические характеристики сетчатой оболочки и геометрические характе-

ристики подобранного поперечного сечения стержня:  $n = b^2 \left(\frac{c}{r}\right)^2 = \left(\frac{f}{c}\right)^2 \left(\frac{c}{r}\right)^2 = \frac{f^2}{r^2}$ ,

$f$  - превышение узла  $O$  над узлами типа  $C$ ,  $r$  - радиус инерции подобранного поперечного сечения стержня. На рисунке 3 изображены эпюры изгибающих моментов в радиальной плоскости в характерных стержнях от отдельных вертикальных перемещений и поворотов торцевых сечений с учётом продольного изгиба. Для стержня  $CO$  изгибающие моменты можно определить из следующих выражений:

$$\begin{cases} \Sigma M_O^{CO} = 2ig(u_{CO})bc - 2ib(u_{CO})b\Theta_C \\ \Sigma M_C^{CO} = -2ig(u_{CO})bc + 2ia(u_{CO})b\Theta_C \end{cases} \quad (22)$$

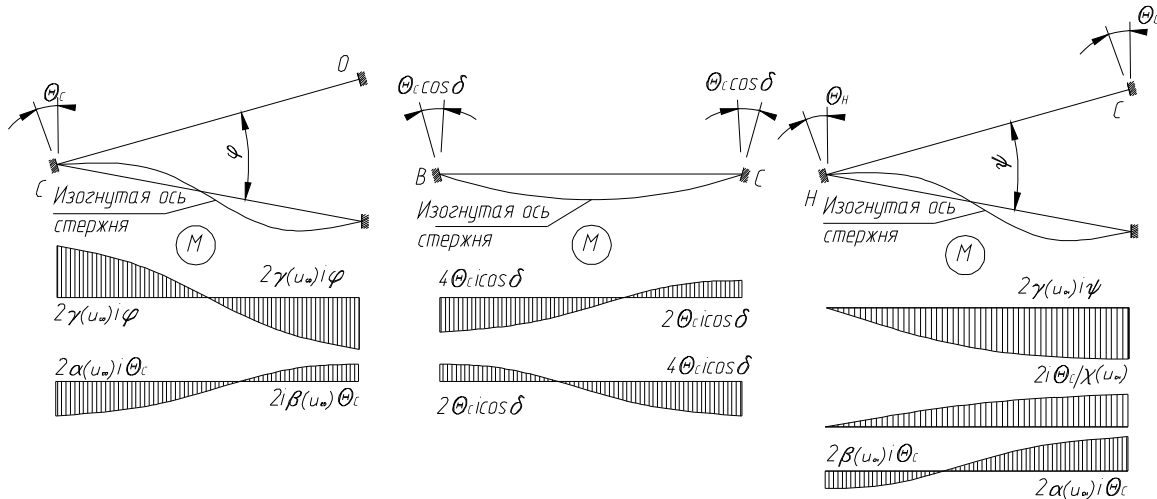


Рисунок 3 – Эпюры моментов при вертикальных смещениях торцов стержней и поворотах их торцевых сечений с учётом продольного изгиба

В стержне  $CH$  изгибающие моменты можно записать аналогично выше описанному случаю без учёта продольного изгиба с учётом допущения о шарнирном опирании стержней второго яруса:

$$\begin{cases} \Sigma M_C^{CH} = \frac{ibh}{c(u_{CH})} - \frac{ib\Theta_C}{c(u_{CH})} \\ \Sigma M_H^{CH} = 0 \end{cases} \quad (23)$$

Совершенно аналогично можно выражения для вычисления изгибающих моментов в стержнях типа  $CG$ :

$$\begin{cases} \Sigma M_C^{CG} = \frac{ibh}{c(u_{CG})} - \frac{ib\Theta_C}{c(u_{CG})} \cos g \\ \Sigma M_G^{CG} = 0 \end{cases} \quad (24)$$

Используя уравнение (11), можно вывести формулу для вычисления величины приведенного угла поворота торцевых сечений вблизи узла  $C$ :

$$\Theta_C = \frac{3h \left( \frac{2 \cos g}{c(u_{CG})} + \frac{1}{c(u_{CH})} \right) + 2c \cdot g(u_{CO})}{2a(u_{CO}) + 4 \cos^2 d \cdot d(u_{BC}) + \frac{1}{c(u_{CH})} + \frac{2 \cos^2 g}{c(u_{CG})}} \quad (25)$$

Зная величины безразмерных параметров прогибов, можно определить приведенный угол поворота (25), который участвует в выражениях поперечных сил, которые в свою очередь участвуют в уравнениях равновесия узла. Выражения для определения поперечных сил в рассматриваемых стержнях можно записать в следующем виде, используя [1,3,4]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{Q}_O^{CO} = \frac{-2c + \Theta_C}{n} \cdot \frac{2a(u_{CO})u_{CO} \sin(u_{CO}) - u_{CO}^2 \cos(u_{CO})}{1 - \cos(u_{CO})} \\ \bar{Q}^{BC} = 0 \\ \bar{Q}_C^{CH} = \frac{-3h + \Theta_C}{n \cdot c(u_{CH})} \\ \bar{Q}_C^{CG} = \frac{-3h + \Theta_C \cos(u_{CG})}{n \cdot c(u_{CG})} \end{array} \right. \quad (26)$$

где  $\bar{Q}^i = \frac{Q^i}{b^3 EA}$ , - функция, определяющая закон изменения поперечной силы в процессе деформирования.

**Выводы.** В ходе вывода законов изменения поперечных сил в стержнях сетчатого купола при исследовании местной потери устойчивости установлено, что для корректного определения поперечных сил в стержнях достаточно рассмотрения двух ярусов сетчатого купола. Вертикальные перемещения при фиксированном значении внешней нагрузки будут при этом несколько завышенными.

Направления действия изгибающих моментов, возникающих в стержнях при приложении нагрузки в верхний узел и в узлы первого сверху яруса, противоположны; следовательно существует такое соотношение между нагрузками в указанных узлах  $W$ , при котором величины изгибающий моментов будут малы или вовсе отсутствовать, поперечные силы в стержнях, соединённых в узле-вершине будут малы либо отсутствовать (при отсутствии изгибающих моментов или в случае чистого изгиба), как следствие внешняя узловая нагрузка может быть уравновешена только продольными силами.

Выявлено, что на величину поворота торцевых сечений вблизи узла  $C$  в примыкающих к нему стержнях могут оказывать значительное влияние действующие в них продольные силы.

При учёте продольного изгиба в стержнях можно более достоверно определить значения поперечных сил в радиальной плоскости, имеющих важное значение при составлении уравнений равновесия узлов.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов – М. :Стройиздат, 1949. – 376 с.
2. Коршун, Л. И. Основы устойчивости стержневых систем / Л. И. Коршун, В. И. Игнатюк, А. С. Хамутовский. – Брест, 1995. – 64 с.
3. Вольмир, А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Наука, 1967. – 948 с.
4. Пиковский, А. Ф. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. А. Пиковский. – М. :ФИЗМАТГИЗ, 1961. – 396 с.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ В СТЕРЖНЯХ И КРИТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ МЕСТНУЮ ПОТЕРЮ УСТОЙЧИВОСТИ СЕТЧАТОГО КУПОЛА<sup>2</sup>

Драган В. И., Глушко К. К.

**Введение.** В подавляющем большинстве программных комплексов решение геометрически линейных и нелинейных задач деформирования строительных конструкций осуществляется при помощи метода Ньютона, модифицированного метода Ньютона, хорошо зарекомендовавших себя при решении только задач монотонного характера. При решении задач немонотонного характера получить результаты расчёта при использовании упомянутых методов крайне затруднительно [1].

Сложность нахождения критической нагрузки в конечно-элементных программных комплексах для инженерных расчётов строительных конструкций состоит в том, что исследователем всегда задаётся нагрузка, перемещения узлов системы является искомыми величинами. Поскольку критическая узловая нагрузка является величиной неизвестной, способов её назначения может быть великое множество. Так, назначенная нагрузка определённой величины, полученная по результатам сбора нагрузок на покрытие, может оказаться больше критической. В случае, если необходимо определить её точное значение, нужно задавать узловую нагрузку на сетчатый купол с некоторым шагом, производя геометрически нелинейные расчёты. Если сетчатый купол имеет большое количество стержней, то расчёт всей конструкции ради определения критической нагрузки лишь одного фрагмента может занять довольно длительное время и верный результат не может быть гарантирован.

В работе [2] были подробно описаны результаты, полученные авторами этих статей экспериментально и произведено сравнение с ними математической модели, предложенной Suzuki T, Ogawa T, Ikarashi K. в работе [3]. В той же работе [2] приведены результаты эксперимента по определению критической нагрузки, вызывающей прощёлкивание стержневого многогранника при приложении на купол неравной по величине узловой нагрузки.

**Общая часть.** В уравнивании внешних сил, приложенных к рассматриваемым элементам фрагментов сетчатой конструкции, принимают участие не только поперечные силы, но и проекции продольных сил на ось действия внешних нагрузок, то следует рассмотреть процесс изменения продольных сил от деформаций системы. В рассматриваемом случае силы, вызывающие сжатие, следует считать положительными, растяжение – отрицательными.

Для дальнейшего рассмотрения продольных деформаций в стержнях типа *HJ, HK, CG, CH, BC* и *OC* можно рассмотреть законы движения хорд этих стержней и рассмотреть равновесие узла *C* в плоскости горизонтальной проекции и вертикальной плоскости. На рисунке 1 изображён рассматриваемый фрагмент сетчатого купола.

---

<sup>2</sup>Эта статья является продолжением работы «ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ В РАДИАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ В СТЕРЖНЯХ СЕТЧАТОГО КУПОЛА»

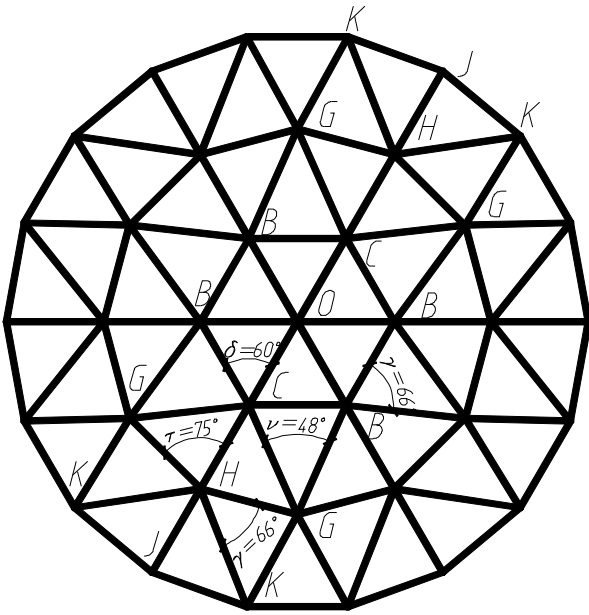


Рисунок 1 – Рассматриваемый фрагмент сетчатого купола

Поскольку проекции поперечных сил в горизонтальной плоскости в рассматриваемой точке несоизмеримо меньше проекций продольных сил в этой же плоскости, то поперечными силами, рассматривая систему сходящихся сил, можно пренебречь. Учитывая, что угол наклона стержней типа  $OC$  к горизонту равен  $b$ , стержней типа  $CH, CG - 3b$ ,  $HJ, HK - 5b$  в сферической стержневой оболочке, можно приравнять горизонтальные проекции продольных сил в этих стержнях, учитывая, что все названные углы малы. Необходимо составить уравнения равновесия сил в узлах  $H$  и  $C$ , проецируя силы на горизонтальную плоскость:

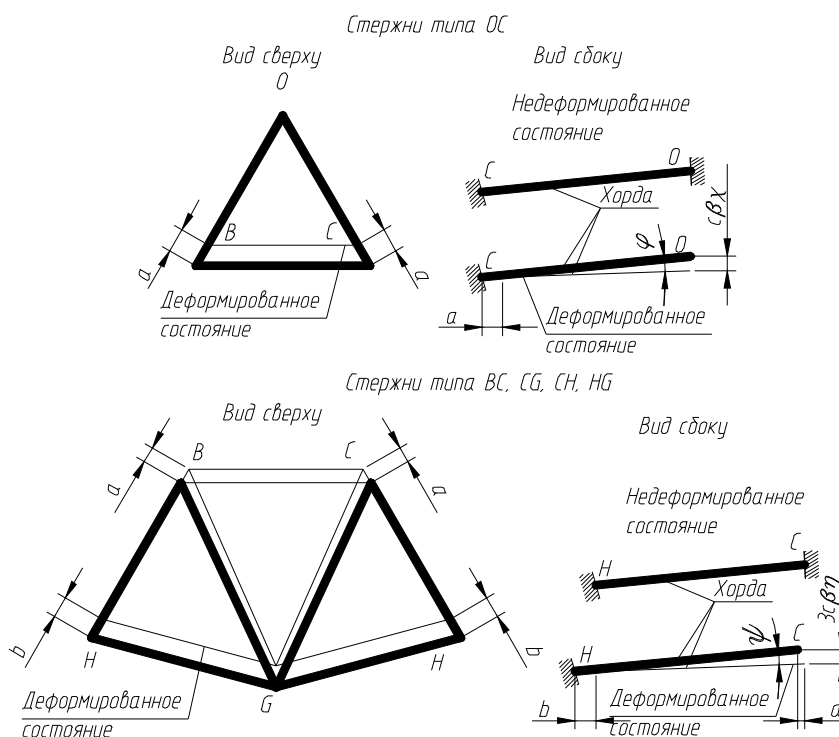
$$\begin{cases} N_{HJ} + 2N_{HK} \cos g - 2N_{GH} \cos t - N_{CH} = 0 \\ N_{CH} + 2N_{CG} \cos g - 2N_{BC} \cos d - N_{CO} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

Разделив уравнение (1) на жёсткость растяжения-сжатия  $EI$ , можно получить следующую запись этого уравнения:

$$\begin{cases} e_{HJ} + 2e_{HK} \cos g - 2e_{GH} \cos t - e_{CH} = 0 \\ e_{CH} + 2e_{CG} \cos g - 2e_{BC} \cos d - e_{CO} = 0 \end{cases} \quad (2)$$

При малом угле отклонения хорды  $j \ll b$  можно утверждать, что уравнение (1) является приближённой записью, полагая  $\cos 3b \approx 1, \cos 5b \approx 1$ , принимая во внимание, что угол  $0^\circ < b < 4^\circ$ . Погрешность использования приближённого равенства относительно точной его записи составит практически от 0 до 2,3%. Для определения продольных деформаций стержней необходимо воспользоваться схемой деформирования отдельного фрагмента сетчатой конструкции в горизонтальной плоскости и зависимостями, определяющими величины продольных деформаций при перемещениях хорд стержней в радиальных плоскостях. На рисунке 1 изображена схема деформирования характерных стержней сетчатого купола в горизонтальной и радиальной плоскостях.





**Рисунок 2 – Деформирование стержней типа  $CO$ ,  $CH$ ,  $CG$ ,  $HG$  сетчатого купола**

Поскольку отдельный стержневой многогранник является пологим, то углы наклона его стержней к касательной плоскости к поверхности в узловых точках сетчатой конструкции будут малы. В таком случае синусы и косинусы этих углов можно свести к полиномам, используя преобразования их ряд Тейлора-Маклорена.

$$\left\{ \begin{array}{l} \cos(b-j) \approx 1 - \frac{(b-j)^2}{2!} + \frac{(b-j)^4}{4!} - \dots \\ \sin(b-j) \approx (b-j) - \frac{(b-j)^3}{3!} + \frac{(b-j)^5}{5!} - \dots \end{array} \right. \quad (3)$$

Ограничиваясь первыми членами ряда можно принять, что  $\cos(b-j) \approx 1$ ,  $\sin(b-j) \approx (b-j)$ , исключая малые высших порядков. Необходимо выразить продольные деформации стержней рассматриваемого фрагмента. Выражение для определения продольной деформации стержня  $CO$  можно записать в следующем виде:

$$\Delta_{OC} = b^2 c(1-0.5c)c + a \Rightarrow e_{OC} = b^2 c(1-0.5c) + \frac{e_{BC}}{2 \cos d} \quad (4)$$

где  $a$  - величина перемещения узла  $C$  в плоскости проекции под действием внешней нагрузки,  $b^2 c(1-0.5c)c$  - деформация укорочения стержня  $CO$  между неподвижными в горизонтальном, но подвижными в вертикальном опорами  $O$  и  $C$  направлениях, в которой  $j = bc$  - величина угла отклонения хорды стержня от первоначального, проектного положения. Эта формула была получена В. А. Савельевым при решении подобной задачи. Величину этого перемещения можно

определить из рисунка 2. Выражение, определяющее величину продольной деформации стержня  $CH$  можно записать в следующем виде:

$$\Delta_{CH} = \Delta_{n,CH} - a + b \quad (5)$$

Теперь можно записать выражение для определения продольной относительной деформации стержня  $CH$ :

$$e_{CH} = 9b^2h(1-0.5h) - \frac{e_{BC}}{2\cos d} + \frac{e_{GH}}{2\cos t} \quad (6)$$

где  $\Delta_{n,CH} = 9b^2h(1 - \frac{1}{2}h)c$ ,  $3bh$  - угол между хордой стержня  $CH$  в проектном положении. Подобным образом можно записать выражение для определения продольной относительной деформации стержня  $CG$ :

$$e_{CG} 2\cos 0.5u = e_{CH} \Rightarrow e_{CG} = \frac{9b^2h(1-0.5h)}{2\cos 0.5u} - \frac{e_{BC}}{4\cos 0.5u \cos d} + \frac{e_{GH}}{4\cos 0.5u \cos t} \quad (7)$$

где  $\cos 0.5u$  - косинус половины угла  $\angle BGC$ ,  $\cos g$  - косинус угла  $\angle GCH$ .

Деформацию стержня  $HJ$  можно выразить подобно деформации стержня  $CO$  в виде следующего выражения:

$$\Delta_{HJ} = \Delta_{n,HJ} - b \quad (8)$$

где  $\Delta_{HJ}$  - деформация укорочения стержня  $HJ$ . Следует отметить, что угол между осью стержня  $HJ$  в недеформированном состоянии и горизонтальной плоскостью в пять раз больше, чем угол между осью стержня  $CO$  и горизонтальной плоскостью. В связи с этим отклонение от геометрически линейного закона деформирования стержней третьего яруса сетчатого сферического купола будет проявляться в гораздо меньшей степени, чем стержней первого яруса ( $1 - 0.5x \approx 1$ ). Так, приращение продольных деформаций стержня  $HJ$  можно описать линейной зависимостью:

$$e_{HJ} = 25b^2x - \frac{e_{CH}}{2\cos t} \quad (9)$$

где  $\cos t$  - косинус угла  $\angle CHG$ .  $5bx$  - угол между хордой стержня  $CH$  в проектном положении. Подобным образом можно выразить продольную деформацию стержня  $HK$ :

$$e_{HK} = 25b^2x - \frac{e_{GH} \cos g}{2\cos t} \quad (10)$$

Теперь, когда продольные деформации рассматриваемых стержней найдены, можно выразить деформации стержней  $HG$  и  $BC$  из уравнений системы (1):

$$e_{HG} = 2b^2 \cos t \frac{25x(1-0.5x) \left( 1 + \frac{\cos g}{\cos \frac{u}{2}} \right) - 9h(1-0.5h)}{2 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} + 4\cos^2 t} + e_{BC} \frac{\cos t}{\cos d \left( 2 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} + 4\cos^2 t \right)} \quad (11)$$

$$e_{BC} = 2b^2 \cos d \frac{\left( 9h(1-0.5h) + \frac{25x(1-0.5x) \left( 1 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} \right) - 9h(1-0.5h)}{2 \cos 0.5u + 4 \cos^2 d - 4 \cos^2 t \cos 0.5u} \cos 0.5u \right) \left( 1 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} \right) - c(1-0.5c)}{2 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} + 4 \cos^2 d - \frac{1 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u}}{2 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} + 4 \cos^2 t \cos 0.5u}} \quad (12)$$

Теперь можно повторить вывод формулы для определения продольной деформации стержня  $BC$  в двухъярусном фрагменте, считая, что стержни второго кольцевого сечения  $HG$  нерастяжимы. Результат можно описать следующей формулой:

$$e_{BC} = 2b^2 \cos d \cos \frac{u}{2} \frac{-c(1-0.5c) + 9h(1-0.5h) \left( 1 + \frac{\cos g}{\cos 0.5u} \right)}{4 \cos^2 d \cos 0.5u + 2 \cos 0.5u + \cos g} \quad (13)$$

Принимая величины углов  $d = g = t = u = \frac{p}{3}$  как наиболее часто используемые, можно оценить различия между выражениями, определяющими величины продольных деформаций стержня  $BC$  в выражениях (11) и (12):

$$e_{BC}^{III} = b^2 (3.262h(1-0.5h) - 0.319c(1-0.5c) + 5.544x) \quad (14)$$

$$e_{BC}^{II} = b^2 (3.969h(1-0.5h) - 0.279c(1-0.5c)) \quad (15)$$

Очевидно, величины продольных деформаций стержней типа  $BC$ , вычисленных в двухъярусном и трёхъярусном фрагментах, мало различаются по значению. Поэтому для практических расчётов следует применять выражение (13) как наиболее простое и обладающее хорошей точностью. Поскольку величина продольной деформации стержня  $BC$  входит в состав формул для определения продольных деформаций других рассматриваемых стержней, то различия между ними также будут малы, что было ранее подтверждено в работе [4] при исследовании местной потери устойчивости шарнирно-стержневых сетчатых куполов. Поэтому для отыскания продольных сил в стержнях первого и второго ярусов можно использовать уравнение (13) совместно с уравнениями (4) – (7).

Величины безразмерных параметров перемещений  $c, h$  являются зависимыми от приложенной внешней нагрузки. Учитывая, что величина внешней узловой нагрузки равна сумме проекций внутренних усилий в стержнях на ось действия внешней нагрузки, то можно составить следующие уравнения равновесия рассмотренных выше узлов:

$$\begin{cases} P_0 = k(N_{CO} - Q_{CO}) \\ P_C = (N_{CH} + 2N_{CG}) \beta b(1-u) - N_{CO} b(1-c) + Q_{CO} - Q_{CH} - 2Q_{CG} \end{cases} \quad (16)$$

где  $k$  - количество стержней, соединяемых в узле  $O$ .

Можно утверждать величины нагрузок в рассматриваемых узлах в общем случае соотносятся между собой. Величины отношений узловых нагрузок в узлах  $C$  и  $H$  к величине узловой нагрузки в узле  $O$  можно выразить в следующем виде при неизменных сечениях стержней:

$$\Omega_c = \frac{P_c}{P_o} = \frac{3(\bar{e}_{CH} + 2\bar{e}_{CG})(1-u) - \bar{e}_{CO}(1-c) + \bar{Q}_{CO} - \bar{Q}_{CH} - 2\bar{Q}_{CG}}{k(\bar{e}_{CO} - \bar{Q}_{CO})} \quad (17)$$

где  $P_o, P_c, P_H$  - величины узловых нагрузок в узлах  $O, C$  и  $H$  соответственно,  $\bar{e}_{ij} = \frac{e_{ij}}{b^2}$ . Решением этого уравнения является значения безразмерного параметра

прогиба  $h$ . Величина же  $\Omega_c$  является заданной, величиной  $c$  следует задаваться. Решение уравнения (17) следует искать методом подбора.

Переход формы верхнего многогранника сетчатого купола из выпуклого состояния в вогнутое произойдёт, если перемещение узла  $O$  под нагрузкой при выполаживании стержневого многогранника с узлом  $O$  в центре и узлами типа  $C$  ( $B$ ) в основании превысит стрелку подъёма многогранника в недеформированном состоянии. Это условие можно записать в виде следующего выражения:

$$c < 1 \quad (17)$$

Условие (17) определяет кардинальное изменение геометрии рассматриваемого многогранника, но не даёт возможность оценить величину критической нагрузки. В изложенной выше математической модели местной потери устойчивости жёстко-узловых сетчатых куполов в отличие от встречающихся в литературе шарнирно-стержневых математических моделей процесс «нагрузка-перемещение» описывается намного более сложно, используются неявно взаимозависимые безразмерные параметры прогибов, используется множество величин, предугадать значения которых невозможно. В связи с этим представить окончательную запись формулы, определяющую величину критической нагрузки крайне затруднительно. Поэтому, имея закон деформирования имеющегося многогранника в составе купола, можно потребовать выполнение следующего условия:

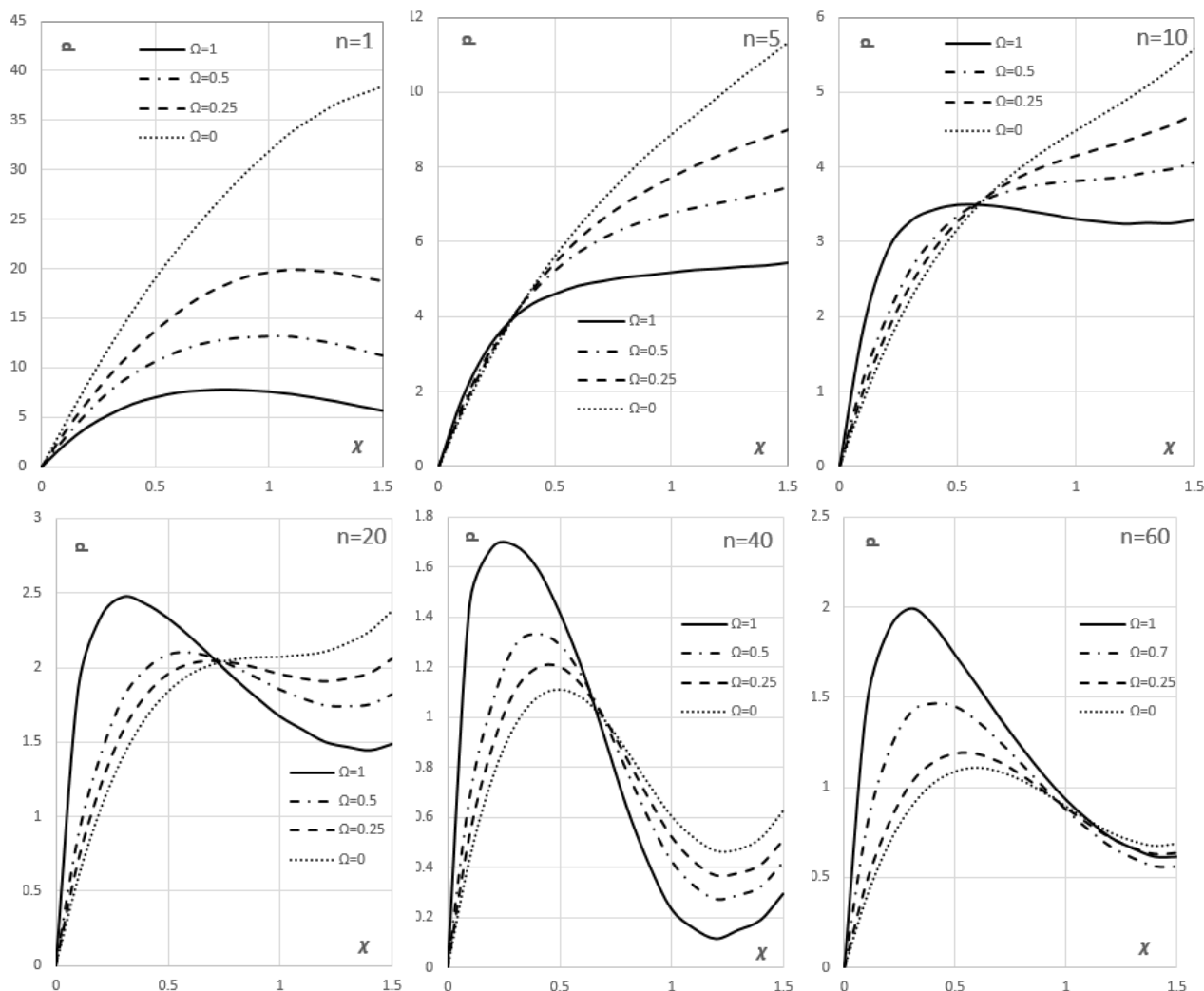
$$\frac{P_{уз}}{kEA} < P_{max} \quad (18)$$

Здесь величина  $P_{max}$  - безразмерная максимальная величина вычисленной нагрузки. Зависимость «нагрузка-перемещение» для жёстко-узловой сетчатой конструкции можно представить в виде следующих графиков:

Состояние рассматриваемого многогранника будет выпуклым, если выражение (17) будет удовлетворяться и вогнутым в противном случае. При наличии явно выраженного максимума  $P_{max}$  на диаграмме, местная потеря устойчивости начнётся с параметра деформирования, который соответствует величине

$P_{\max}$ . Выпуклое состояние рассматриваемого фрагмента соответствует устойчивому состоянию, вогнутое – неустойчивому. По представленным графикам можно определить, какой величине безразмерного параметра  $c$  соответствует действующая нагрузка в узле  $O$  при известных величинах параметров  $\Omega_C$  и  $n$ . Узловую нагрузку на сериях графиков 3 следует откладывать в виде результата следующего отношения:

$$p = \frac{P_{y3}}{b^3 EA} \quad (19)$$



**Рисунок 3 – Диаграммы деформирования верхнего многогранника сетчатого купола, сеть которого построена методом Кайвитта либо проекционным методом и имеющего шесть соединяемых стержней в верхнем узле**

Как уже было отмечено, что изгибающие моменты в радиальной плоскости сетчатой конструкции в стержнях типа  $CO$ ,  $CH$ ,  $CG$ ,  $HJ$ ,  $NK$  противоположны по направлению в случае приложения нагрузки в узел  $O$  и в узлы типа  $C$ . Из этого следует вывод, что в каждой сетчатой конструкции существует такое соотношение нагрузок в узлах типа  $O$  и  $C$   $\Omega_C$ , что результирующие изгибающие

моменты в рассматриваемых стержнях могут в большей или меньшей мере уменьшаться по сравнению со случаем, если нагрузки будут прикладываться отдельно. В случае чистого изгиба или полного отсутствия моментов в рассматриваемых стержнях в процессе деформирования внешняя узловая нагрузка может быть уравновешена только продольными силами, процесс потери местной устойчивости сетчатой конструкции произойдёт подобно системе с шарнирными узлами, т.е. без действия поперечных сил. При значении узловой нагрузки в узле  $O$  близкой к критической величине резко возрастают величины перемещений узлов, малейшее приращение узловой нагрузки может вызвать значительное приращение перемещений и как следствие – достижение предела текучести материала стержней.

**Выводы.** Процесс перемещения центрального узла относительно соседних, расположенных в первом кольцевом сечении в общем случае не будет связан с пропорциональным приращением внутренних усилий в стержнях.

На геометрически нелинейный процесс деформирования стержневых многогранников в значительной мере влияют изгибная жёсткость стержня, угол между стержнем и касательной плоскостью к сетчатому куполу в центре узла в проектном положении, метод формообразования сетчатой конструкции.

Предложен критерий определения критической нагрузки на сетчатый купол с жёсткими узлами.

Представленные в относительных величинах серии диаграмм «нагрузка-прогиб» позволяют точно и просто определить величину критической нагрузки и вертикальные деформации верхнего узла сетчатого купола относительно ближайших соседних от приложенной внешней осесимметричной узловой нагрузки.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Городецкий А. С. Компьютерные модели сооружений : А. С. Городецкий, И. Д. Езеров. - Киев. : Факт, 2005. – 344 с.
2. Lopez A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / Lopez A., Puente I., Serna M. A. // Computers and Structures 85 (2007) 360–374.
3. Suzuki T, Ogawa T, Ikarashi K. Elastic buckling analysis of rigidly jointed single-layer reticulated domes with random initial imperfection. IntJSpaceStruct 1992;7(4):265–73.
4. Журавлёв А. А. Пространственные деревянные конструкции : А. А. Журавлёв , Г. Б. Вержбовский, Н. Н. Ерёмченко. – Ростов-на-Дону. :РГСУ, 2003. – 518 с.

## ИССЛЕДОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК

Жук В.В., Мелюх Д.В.

**Введение.** В современных деревянных конструкциях наряду с традиционными механическими крепежными деталями: гвоздями, болтами, винтами, шурупами и т.д – все чаще находят применение металлические зубчатые пластины (МЗП), представляющие собой систему зубьев объединённых общим основанием. При одинаковых условиях сборки МЗП увеличивают несущую способность узлов деревянных конструкций по сравнению с гвоздевым креплением за счет увеличения количества связей на одной и той же площади крепления. С помощью МЗП можно собирать различные деревянные конструкции, большей частью из досок, например, фермы, рамы, каркасы, сращивать материалы по длине и ширине, ремонтировать и усиливать существующие конструкции, а также упрочнять дефектные места деревянных деталей, ослабленные сучками, надрезами и трещинами.

В зарубежной практике проектирования и изготовления деревянных конструкций на МЗП прослеживается тенденция использования пиломатериалов большого сечения, получаемых при конической распиловке. Так, компания “Sistembau Wolf” [1.2] разработала несущие конструкции пролетом до 30м из брусьев, соединённых по высоте с помощью дискретных связей – металлических зубчатых пластин, при этом конструкции могут иметь постоянное или переменное по высоте сечение.

На кафедре строительных конструкций БрГТУ ведутся работы по исследованию напряженно-деформированного состояния составных балок на МЗП. При проектировании балок, в частности при назначении размеров МЗП, возникает необходимость определения несущей способности зуба при действии усилия вдоль волокон древесины и оси пластины.

Анализ литературных источников [3-7] показал, что несущая способность пластины МЗП может отличаться в разы даже при одинаковой толщине стали и зависит от торговой марки МЗП, длины, формы и частоты зубьев, качества прессформ, ориентации пластины по отношению к волокнам древесины. В этой связи проведены исследования соединений, выполненных на МЗП при действии кратковременных статических нагрузок.

**Характеристика объекта исследования.** Несущая способность МЗП при действии сдвигающих усилий исследовалась на образцах двухсрезных соединений деревянных элементов с размерами: высота – 170мм; ширина – 100мм; толщина крайних и средних элементов – 41 мм. В момент испытаний влажность образцов оказалась в пределах 13,5-15%, плотность древесины – 500 кг/м<sup>3</sup>.

Для соединения деревянных элементов между собой использовались немаркированные пластины российского производства. Пластины получены путем штамповки из оцинкованной стали толщиной – 1мм. Пластины имеют прямое расположение зубьев треугольной формы. Ширина зубьев у основания – 5мм, их высота – 14,8мм. Расстояние между зубьями по длине пластины – 14мм, по ширине 21мм, при этом четные ряды зубьев сдвинуты по отношению к нечетным на 7 мм.

Учитывая наличие ограниченного числа МЗП и их размеры (100x200мм) для соединения деревянных элементов использовались пластины с размерами 66x100мм и 49x98мм. Пластины получены путем разрезки МЗП в первом случае на 3 части по длине, во втором – на 4 части по осям симметрии. Запрессовку пластин выполняли с использованием универсальной испытательной машины Р-10. С целью исключения сил трения на участках соприкосновения крайних элементов со средним, устанавливались прокладки из жесткой полиэтиленовой пленки. Для установления зависимости общей несущей способности МЗП от оси ориентации зубьев были изготовлены 2 серии образцов:



серия 1 – плоскость зубьев совпадает с направлением волокон древесины;

серия 2 – плоскость зубьев расположена перпендикулярно волокнам древесины (рисунок 1).

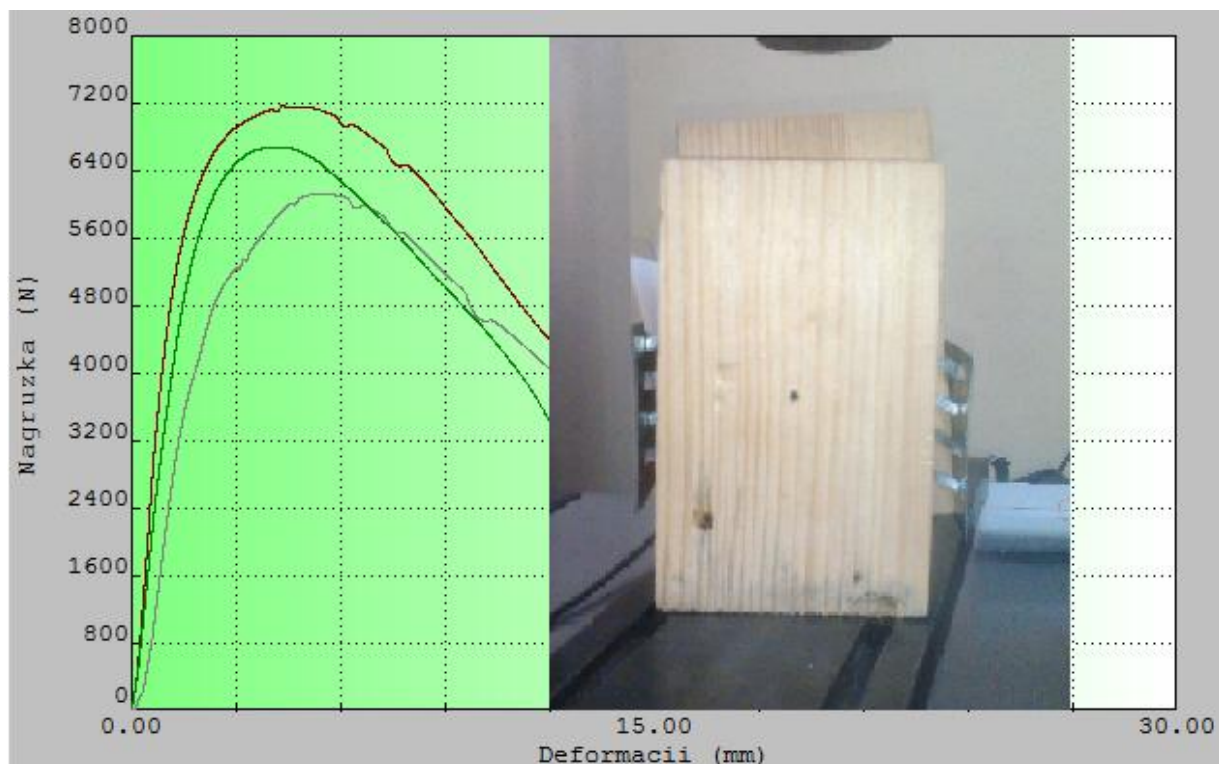
**Рисунок 1 - Общий вид испытания образцов**

**Методика экспериментальных исследований и анализ результатов испытаний.** Образцы соединений деревянных элементов на МЗП устанавливали на жесткую плиту основания универсальной испытательной машины “Quasar 50”. Сжимающее усилие от машины к образцу передавалось через

стальную пластину. Образцы испытывались с непрерывно возрастающей нагрузкой со скоростью нагружения 150Н/сек до полного разрушения соединений по методике [8]. Графики зависимостей деформаций соединений деревянных элементов от нагрузки получали в автоматическом режиме с выводом на печать. После разгрузки разрушенного образца производился его осмотр и фотографирование.

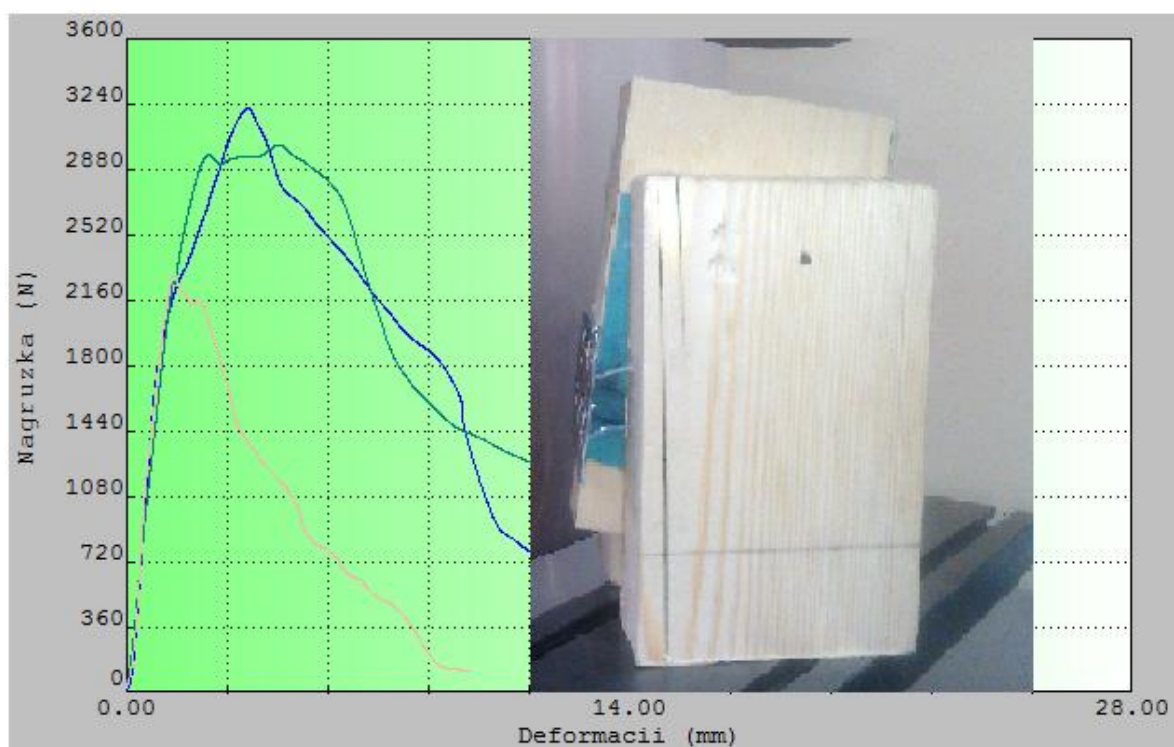
Средняя величина разрушающей нагрузки составила: для образцов серии 1 – 6,75кН; для образцов серии 2 – 2,97кН (рисунок 2,3).





**Рисунок 2 – Результаты и характер разрушения образцов серии 1**

С учетом рекомендаций [3-5] определена величина усилия, приходящегося на один зуб, при деформации соединений 1,5мм: серия 1 – 140Н, серия 2 – 148Н. Полученные результаты сопоставимы с результатами испытаний, проведенных в БелНИИС образцов деревянных конструкций на МЗП типа Арпад: 290Н на 1 пару зубьев при передаче усилия вдоль волокон; 250Н на 1 пару зубьев при передаче усилия под углом  $90^\circ$  [9].



**Рисунок 3 – Результаты и характер разрушения образцов серии 2**

Анализ характера разрушения образцов соединений деревянных элементов на МЗП показал: при ориентации плоскости зубьев пластины вдоль волокон несущая способность определяется работой древесины на смятие; при ориентации плоскости зубьев пластины по углом  $90^\circ$  к волокнам древесины несущая способность определяется работой зубьев на изгиб.

**Заключение.** На основании выполненных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Кратковременная несущая способность соединений на МЗП при деформации сдвига 1.5мм составляет на один зуб 140Н и 148Н соответственно для образцов с ориентацией плоскости зуба вдоль и поперек волокон.

2. Полученные результаты экспериментальных исследований могут служить предпосылкой для расчета и конструирования составных балок с соединением на МЗП.

### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Обрато к природе. Проспект концерна “Sistembau Wolf”.
2. Металлические плиты с гвоздевыми соединениями. Проспект концерна “Sistembau Wolf”.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. –М.:ЦНИИСК им. Кучеренко 1983. – 40с.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко – М.: Стройиздат, 1986. – 216с.
5. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Введ.05.20.2011 – М.: Минрегион России. 2010. – 86с.
6. Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1995-1-1-2009 (02250). – Минск: Министерство архитектуры строительства Республики Беларусь, 2010. – 98с.
7. Особенности применения и расчета металлозубчатых пластин. Mitek Россия. Технология для деревянных конструкций [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа <http://www.mitek.ru/zubchatye-plastiny/plastiny/primenenie-MZP.html> - Дата доступа: 15.09.2014.
8. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1980. – 40с.
9. Металлический зубчатые пластины типа Арпад [Электронный ресурс]. – 2001. – Режим доступа: <http://www.nestor.minsk.by/sn/1999/13/sn91323.html>- Дата доступа: 15.09.2014.

**НОРМИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА  
БУРОСМЕСИТЕЛЬНЫХ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫХ СВАЙ  
ПАРАМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ**

**Зоценко Н.Л., Петраш А.В., Петраш Р.В., Петраш С.С., Попович Н.Н.**

**Введение.** Более двух десятилетий Украина жила, пользуясь ресурсами, которые остались в наследство от УССР. Нормативная база в строительстве устарела, она основана на нормах, разработанных в 40-50 годах прошлого века. В этот период не хватало квалифицированных специалистов для создания базы, которая охватывала бы всевозможные технологии и условия производства работ. Поэтому в существующих нормах учитывается полный комплекс операций, необходимых для выполнения определенных видов работ в усреднённых условиях, учитывающих мелкие, дополнительные и сопутствующие операции, но в описании состава работ их, как правило, не упоминают. С тех пор сменились технологии производства работ, материалы, машины и механизмы. Нормативная же база обновляется гораздо медленнее, проще сказать, основательно не обновляется вообще.

Сейчас для подготовки сметной документации приходится адаптировать существующие нормы к уже ощутимо изменившимся технологиям производства работ. Таким образом, указанные в смете величины продолжительности, трудоемкости, стоимости работ и используемые машины всегда существенно отличаются от фактических значений. Не говоря уже о нормативных расходах материальных ресурсов, определенных на основании производственных норм использования материалов, технологических карт и другой технологической документации, а также с учетом норм потерь и отходов материалов, которые требуют обработки при укладке в проектное положение, составляющие от 2 до 10-15 % объема материала. Такое положение дел явно не способствует ни научной системе организации труда, ни моделированию процесса строительства во времени [1].

**Постановка проблемы и ее решение.** В настоящем исследовании мы решили проблему точного определения трудозатрат работников и времени работы машин на производство 1 м<sup>3</sup> армированных грунтоцементных свай (АГЦС). Для этого были произведены натурные нормативные исследования процесса устройства АГЦС по буросмесительной технологии методом фотоучета. Второй задачей было определение нормы времени на изготовление единицы продукции и параметра, который сильнее всего влияет на эту норму. Это позволит нам, после серии наблюдений в разных условиях, вывести научно обоснованную норму времени для этой технологии устройства АГЦС.

Объект строительства – двухэтажное жилое здание. Основание составляет мелкий песок. Уровень грунтовых вод находится в пределах глубины промерзания грунта. Поэтому было принято решение выполнить основание здания на сваях, достигающих водоупорного несущего слоя грунта.

В основании проектом предусмотрено устройство 104 АГЦС длиной 5,5 м и диаметром 0,4 м по буросмесительной технологии (далее – процесс). Каждая свая армировалась арматурным каркасом на глубину 1,5 м. Этой конкретной технологии было отдано предпочтение благодаря наименьшим затратам подрядчика на выполнение работ и коротким срокам их производства.

Буросмесительная технология [2, 3] состоит в перемешивании грунта с цементным раствором прямо в месте расположения сваи (рис. 1).



**Рисунок 1 – Суть буросмесительной технологии: буровая установка перемещена к местоположению очередной сваи (слева), буровая труба с ножами устанавливается вертикально острием в центре изготавливаемой сваи (посередине), производится бурение на необходимую глубину сваи (справа)**

В мире существует большое количество разных вариантов исполнения этой технологии, которые отличаются друг от друга применяемым оборудованием. Это могут быть мощные самоходные буровые установки, или морально устаревшие строительные транспортные средства, которые модернизированы установкой бурильного оборудования (что и рассматриваются здесь).

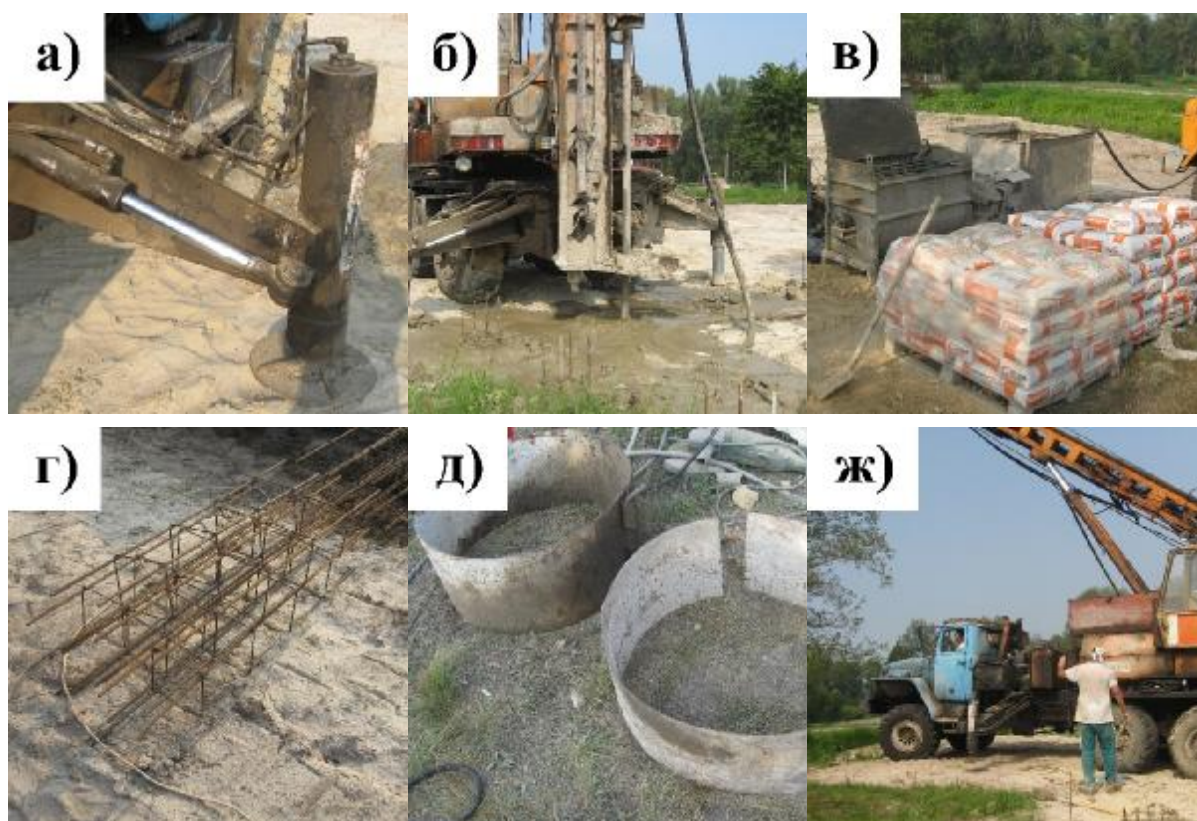
Очевидно, что последние гораздо дешевле в использовании, но ограничены в технических параметрах, таких как максимальное давление подачи цементного раствора (0,5 МПа) и диаметра сваи (0,45 м). Но, тем не менее, использование такого оборудования совершенно оправдано в условиях экономического кризиса, когда большинство подрядных организаций находят проблематичным обновление своего технопарка. В нормативной же литературе отсутствует прямая расценка, на указанную технологию. А не имея в распоряжении по крайней мере нормативных величин трудозатрат работников и времени работы машин, инженеру сложно определить стоимость и продолжительность предполагаемого строительства.

В первую очередь приведем детальное описание всего процесса (рис. 2). К моменту начала устройства АГЦС на стройплощадке уже произведены пла-

нировка, закрепление осей на местности, земляные работы и подключение к источникам питания. Все машины и механизмы доставляются от подрядчика к строительной площадке, где устанавливаются наиболее рациональным образом и остаются до конца производства всех АГЦС.

В начале каждой смены производится осмотр и отладка всего оборудования. Затраты времени на эти операции здесь не рассматриваются, поскольку сильно отличаются в зависимости от рода возможной поломки.

Таким образом, производство очередной АГЦС начинается с того, что буровая установка на автомобильном ходу БМ-811м перемещается к месту изготовления очередной АГЦС, устанавливаются выносные опоры для обеспечения устойчивости, бур, под контролем помощника бурильщика, переводится в строго вертикальное положение и центрируется относительно центра сечения сваи. На управлении этой установкой занят один работник – бурильщик.



**Рисунок 2 – Элементы процесса устройства АГЦС по буромесительной технологии:**

- а) – установка буровой; б) – бурение; в) – подача цементного раствора;  
г) – забивка каркасов; д) – формирование оголовков; ж) – контроль глубины*

Дальше начинается процесс бурения, который сопровождается одновременной подачей водоцементного раствора через шланги, вертлюг и буровую трубу в грунтовый массив. В скважине раствор тщательно смешивается с грунтом посредством вращения буровых ножей в нижней части трубы. Здесь, помимо бурильщика, задействуется бетонщик, который обеспечивает работу смесительной установки. Также помощник бурильщика

контролирует глубину погружения бура при первой проходке для обеспечения проектной длины сваи. Для обеспечения однородности грунтоцемента по глубине, каждая свая производится в три проходки на всю глубину.

По завершении бурения, буровая либо перемещается к следующей свае, либо производится поворот буровой без перемещения самого автомобиля и весь процесс повторяется. Во время бурения 2 и 3 проходок на каждой последующей свае, помощник бурильщика занят забиванием арматурного каркаса и формованием оголовка предыдущей сваи.

Вывод нормы времени для буросмесительной технологии устройства АГЦС произведен при помощи фотоучета, в смешанном способе записи (рис. 3). На рисунке цифрами над линиями указана продолжительность каждого элемента. Этот метод фотоучета описан в [4], и его точность считается преимуществом перед другими методиками [5].

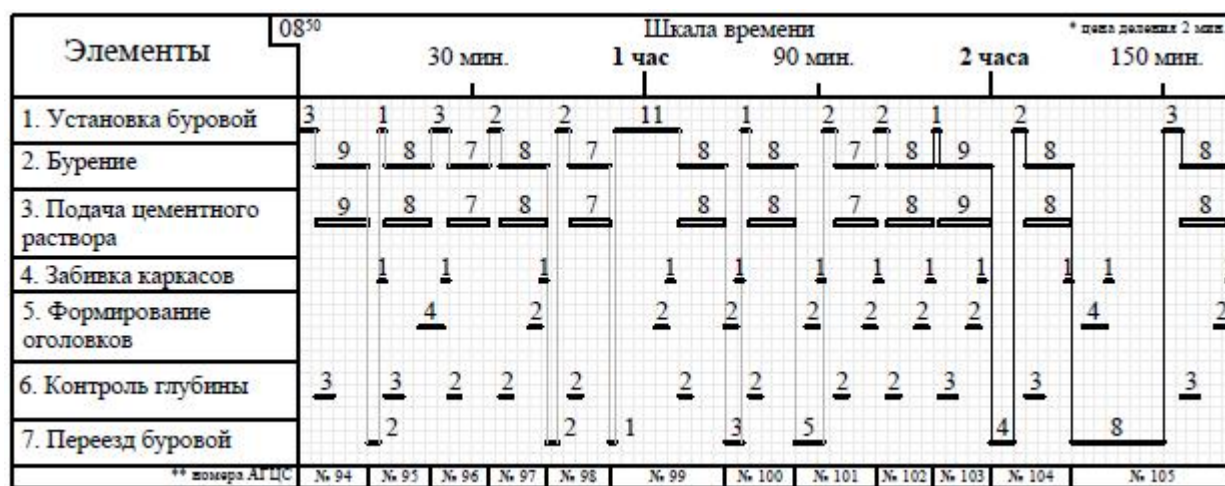


Рисунок 3 – Фрагмент бланка графического фотоучета

Результаты фотоучета представлены в табл. 1. Здесь выделены только элементы работы, необходимые для вывода нормы чистого времени на единицу продукции.

Таблица 1 – обработка результатов фотоучета

№ элемента согл. рис. 3, ед. измер.	Сума расх. времени	% от общ. времени	Время на 1 цикл (АГЦС)												Среднее значение
			АГЦС № 94	АГЦС № 95	АГЦС № 96	АГЦС № 97	АГЦС № 98	АГЦС № 99	АГЦС № 100	АГЦС № 101	АГЦС № 102	АГЦС № 103	АГЦС № 104	АГЦС № 105	
1, маш.-мин.	33	10,5	3	1	3	2	2	11	1	2	2	1	2	3	2,75
2, маш.-мин.	95	30,4	9	8	7	8	7	8	8	7	8	9	8	8	7,92
3, маш.-мин.	95	30,4	9	8	7	8	7	8	8	7	8	9	8	8	7,92
4, чел.-мин.	12	3,8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5, чел.-мин.	24	7,7	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
6, чел.-мин.	29	9,3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	2,42
7, маш.-мин.	25	7,9	0	2	0	0	2	1	3	5	0	0	4	8	3,57
Итого:	313	100	27	25	22	23	23	33	25	26	23	25	28	33	27,58

Неустранимые и технические простои учитываются после, при помощи добавления определенного количества «прибавочного времени» в виде некоторого количества процентов от нормы чистого времени. В этой статье мы не определяем величины «прибавочного времени».

Из анализа табл. 1 следует, что бурение занимает около 60 % от всего расхода времени (одновременно работают буровая и смесительная станция), что делает глубину сваи главным параметром, сильнее всего влияющим на норму чистого времени на производство 1 м<sup>3</sup> АГЦС.

Используя данные табл. 1, определим трудоемкость, необходимую на единицу измерителя готовой продукции (1 м<sup>3</sup> АГЦС). Эта трудоемкость будет состоять из 3 видов расходов труда: ручной труд рабочих, не занятых обслуживанием машин, работы машин и механизмов, работа работников занятых на обслуживании машин, равная по продолжительности работе машин, но выраженная в человеко-часах. Сперва, подытожим расходы труда.

Таблица 2 – Расход труда на все виды работы

Вид работы, единица измерения	Общий расход времени	Расход времени на единицу готовой продукции (1 м <sup>3</sup> АГЦС)
Ручная работа помощника бурильщика, чел.-мин.	65	7,7
Механизованная работа буровой, маш.-мин.	153	18,2
Работа бурильщика, занятого обслуживанием буровой, чел.-мин.	153	18,2
Механизованная работа смесительной установки, маш.-мин.	95	11,3
Работа бетонщика, занятого смесительной установки, чел.-мин.	95	11,3

Таким образом, выведем нормы расхода труда на 1 м<sup>3</sup> АГЦС:

- ручной труд рабочих, незанятых обслуживанием машин: 7,7 чел.-мин.;
- работа машин и механизмов составляет 29,5 маш.-мин.;
- работа работников занятых на обслуживании машин: 29,5 чел.-мин.

Согласно [4], для обработки результатов наблюдения сперва необходимо определить количество минут, затраченных на работу и «не работу». Затем определяем количество работы по каждому элементу, выраженное измерителем элемента. Затем определяются частные расходы времени на единицу измерения каждого элемента. Определяются коэффициенты перехода от частного расхода времени к единице готовой продукции. Умножая частные расходы времени на соответствующие коэффициенты перехода и суммируя полученные величины, получаем норму чистого расхода времени на единицу продукции (табл. 3).

Таким образом, норма чистого времени на единицу готовой продукции (сума значений в 5 столбце) составляет 34,65 мин./м<sup>3</sup>. Если сравнить полученное значение с аналогичной величиной, полученной авторами настоящей статьи в [6], которая составляла 51,43 мин./м<sup>3</sup>, легко увидеть значительную разницу.

Таблица 3 – Расчет нормы чистого времени на единицу готовой продукции

Элемент, единица измерения элемента	Время, потраченное на элемент, мин.	Частный расход времени, мин./ед. измерения элемента	Коэф. перехода	Расход времени, мин./м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5
Установка буровой, шт.	33	2,75	1,43	3,93
Бурение, 5,5 м.	95	7,92	1,43	11,33
Подача раствора, 0,5 м <sup>3</sup> .	95	7,92	1,43	11,33
Забивка каркасов, 1 шт.	12	1	1,43	1,43
Форм-е оголовка, 1 шт.	24	1	1,43	1,43
Контроль глубины, 5,5 м.	29	2,42	1,43	3,46
Переезд, 1 шт.	25	2,10	0,83	1,74

В обоих случаях было использовано тоже самое оборудование и бригада рабочих. Разницу составляли грунтовые условия (глинистое и песчаное, в нашем случае, основание) и значительная разница в длине АГЦС (2,65 м).

**Выводы.** Впервые точно определены затраты труда работников, времени работы машин и установлена норма чистого времени на производство 1 м<sup>3</sup> АГЦС в песчаных грунтах. Определено, что параметром, который наиболее влияет на норму расхода труда и времени, а, следовательно, и на стоимость производства работ, является глубина грунтоцементной сваи. Влияние грунтовых условий на трудоемкость и время производства грунтоцементных свай требует дополнительных нормативных наблюдений.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. «Ціноутворення у будівництві» – збірник офіційних документів та роз'яснень : №12, грудень 2016 [під ред. Сіренко І.М.]. – К. : «ІНПРОЕКТ», 2016. – 96 с.
2. Петраш, Р.В. Спільна робота ґрунту та елементів армування, які виготовлені за бурозмішувальною технологією: Дис. ...кандидата тех. наук 05.23.02 / Р.В. Петраш – Полтава 2009. – 219 с.
3. Петраш, О.В. Грунтоцементні палі, виготовлені за бурозмішувальною технологією: дис. ... кандидата техн. наук 05.23.02 / О.В. Петраш. – Полтава, 2014. – 196 с.
4. Пруссак Е.В. Техническое и тарифноенормирование труда в строительстве / Е.В. Пруссак. – М.: Госстройиздат, 1934. – 156 с.
5. Медведєв, В.С. Порівняльний аналіз методів нормування / В.С. Медведєв // Економіка: реалії часу. – 2013. – №3(8). – С. 209 – 2013
6. Estimating the amount of labour and materials needed for manufacturing the reinforced soilcement piles by deep soil mixing technology / Zocenko, M. , Petrash, R. , Petrash, O. , Voskobiyuk, O. , Semko, O. // Modern Engineering. – Bialystok, 2016. – Vol. 1. – P. 94 – 102.



## О КОМПЬЮТЕРИЗАЦИИ РАСЧЕТА СИСТЕМ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК

Игнатюк В. И.

Расчет сложных систем сегодня чаще всего выполняется методом конечных элементов, метод хорошо поддается алгоритмизации [1, 2] и на базе его разработано большинство современных компьютерных программ.

Рассматривается расчёт систем перекрестных балок (СПБ) на действие статических нагрузок методом конечных элементов (МКЭ) в форме метода перемещений [1] и создание соответствующей компьютерной программы расчета. Методика расчета разработана с учетом упругой податливости присоединения балочно-стержневых элементов к узлам.

Разрешающие уравнения МКЭ записываются в виде [1]:

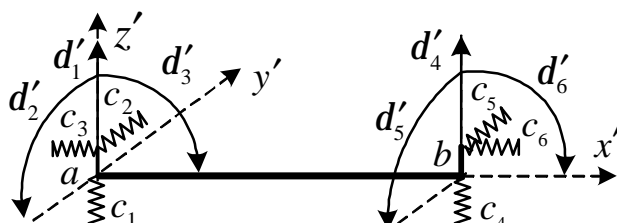
$$[E_1] \cdot \{-[K] \cdot \{\Delta\} + \{P\}\} = 0, \quad (1)$$

где:  $\{P\}$  – вектор нагрузок в узлах системы;  $\{\Delta\}$  – вектор перемещений узлов;  $\{K\}$  – матрица жесткости системы;  $[E_1]$  – единичная диагональная матрица, в которой элементы на диагонали равны либо 1, если перемещения возможны, либо нулю, если перемещения не возможны вследствие наличия по направлениям опорных связей. Основы используемого метода конечных элементов представлены в работе [1]. Для систем перекрестных балок здесь пренебрегается линейными перемещениями в плоскости СПБ и углами поворота вокруг вертикальной оси. В результате вектор перемещений в узле СПБ будет иметь три величины – вертикальное линейное перемещение (в направлении оси  $z$ ) и два угла поворота относительно горизонтальных осей  $x$  и  $y$ . Для конечных элементов будем иметь по шесть перемещений (рисунок 1) и усилий по концам. Матрица жесткости системы формируется из матриц жесткости конечных элементов (КЭ) дискретной модели СПБ в глобальной системе координат в соответствии со структурой системы [1].

Связь между матрицами жесткости КЭ в глобальной и локальной системах координат определяется выражением:

$$[K] = [T_a]^T [K'] \cdot [T_a]. \quad (2)$$

Здесь  $[T_a]$  – матрица преобразования координат для КЭ, имеющая вид:



$$[T_a] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & | & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cos g & \sin g & | & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\sin g & \cos g & | & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & | & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & | & 0 & \cos g & \sin g \\ 0 & 0 & 0 & | & 0 & -\sin g & \cos g \end{bmatrix}, \quad (3)$$

Рисунок 1 – Упругие связи КЭ СПБ

где  $\gamma$  – угол поворота КЭ по отношению к глобальной оси координат.

Для учёта упругой податливости узловых соединений получена матрица жёсткости КЭ, учитывающая упруго-податливое присоединение КЭ к узлам с помощью вертикальных ( $c_1, c_4$ ) и угловых ( $c_2, c_3, c_5, c_6$ ) упругих связей (рисунок 1), которая в локальной системе координат имеет вид:

$$[K'_3] = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l^3}k_1 & 0 & -\frac{6EJ}{l^2}k_2 & -\frac{12EJ}{l^3}k_1 & 0 & -\frac{6EJ}{l^2}k_4 \\ 0 & \frac{GJ_{кр}}{l}k_G & 0 & 0 & -\frac{GJ_{кр}}{l}k_G & 0 \\ -\frac{6EJ}{l^2}k_2 & 0 & \frac{3EJ}{l}(k_2+k_3) & \frac{6EJ}{l^2}k_2 & 0 & \frac{3EJ}{l}(k_2-k_3) \\ \hline \frac{12EJ}{l^3}k_1 & 0 & \frac{6EJ}{l^2}k_2 & \frac{12EJ}{l^3}k_1 & 0 & \frac{6EJ}{l^2}k_4 \\ 0 & -\frac{GJ_{кр}}{l}k_G & 0 & 0 & \frac{GJ_{кр}}{l}k_G & 0 \\ -\frac{6EJ}{l^2}k_4 & 0 & \frac{3EJ}{l}(k_2-k_3) & \frac{6EJ}{l^2}k_4 & 0 & \frac{3EJ}{l}(k_4+k_5) \end{bmatrix}, \quad (4)$$

где:  $c_j$  – упругая податливость связи, равная величине ее смещения (линейного либо углового) при приложении к ней единичного усилия (упругая податливость связи обратна ее жесткости);  $EJ, GJ_{кр}$  – изгибная и крутильная жесткости конечного элемента.

В (4) обозначено:  $k_1 = \frac{t_4}{t_2 t_4 - 3t_3^2}$ ;  $k_2 = \frac{t_3 + t_4}{t_2 t_4 - 3t_3^2}$ ;  $k_3 = \frac{1}{3t_4} + \frac{t_3}{t_4} k_2$ ;  
 $k_4 = \frac{t_4 - t_3}{t_2 t_4 - 3t_3^2}$ ;  $k_5 = \frac{1}{3t_4} + \frac{t_3}{t_4} k_4$ ;  $k_G = \frac{1}{1 + (c_1 + c_4) \frac{GJ_{кр}}{l}}$ ,

где:  $t_2 = 1 + (c_2 + c_5) \frac{12EJ}{l^3} + (c_3 + c_6) \frac{3EJ}{l}$ ;  $t_3 = (c_6 - c_3) \frac{EJ}{l}$ ;  $t_4 = 1 + (c_3 + c_6) \frac{EJ}{l}$ .

Варьируя величины упругих связей  $c_i$  от нуля до бесконечности можно получить матрицы жесткости с шарнирными и жесткими соединениями конечных элементов в узлах.

При действии на КЭ распределённых нагрузок в МКЭ их необходимо преобразовывать к узловым. Это преобразование для конечных элементов, упруго-податливо присоединяемых

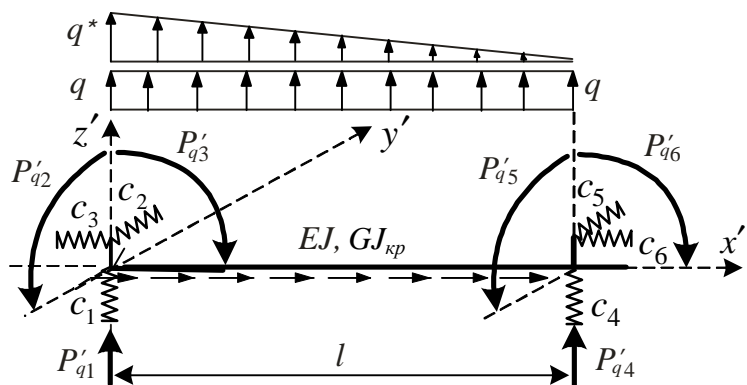


Рисунок 2

к узлам, получено на основе расчётов соответствующих конечных элементов.

Для нагружения КЭ распределёнными нагрузками, представленными на рисунке 2, величины узловых нагрузок будут определяться выражением:

$$\{P'_q\} = \begin{Bmatrix} P'_{q1} \\ P'_{q2} \\ P'_{q3} \\ P'_{q4} \\ P'_{q5} \\ P'_{q6} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{ql}{2}(1-f_{q2}) + \frac{q^*l}{20}(10-u_{q1}) \\ 0 \\ -\frac{ql^2}{12}(1,5-3f_{q2}-f_{q3}) - \frac{q^*l^2}{120}(20+u_{q2}-6u_{q1}) \\ \frac{ql}{2}(1+f_{q2}) + \frac{q^*l}{20}u_{q1} \\ 0 \\ \frac{ql^2}{12}(1,5+3f_{q2}-f_{q3}) + \frac{q^*l^2}{120}u_{q2} \end{Bmatrix}. \quad (5)$$

В (5) обозначено:  $f_{q2} = \frac{3t_{q2}t_4 - t_{q3}t_3}{6t_3^2 - 2t_2t_4}$ ;  $f_{q3} = 3f_{q2} \frac{t_3}{t_4} + \frac{t_{q3}}{2t_4}$ ;

$$u_{q1} = \frac{8s_{q2}u_3 - 5s_{q3}u_2}{4u_1u_3 - 3u_2^2}, \quad u_{q2} = \frac{3u_2u_{q1} - 5s_{q3}}{u_3},$$

где:  $t_{q2} = \frac{EJ}{l} \left( \frac{1}{c_6} - \frac{1}{c_3} \right) + \frac{8EJ}{l^3} \left( \frac{1}{c_5} - \frac{1}{c_2} \right)$ ;  $t_{q3} = 1 + \frac{3EJ}{l} \left( \frac{1}{c_3} + \frac{1}{c_6} \right)$ ;  $s_{q2} = 1 + \frac{15EJ}{c_2l^3}$ ;

$$s_{q3} = 1 + \frac{4EJ}{c_3l}; \quad u_1 = 1 + \frac{3EJ}{l^3} \left( \frac{1}{c_2} + \frac{1}{c_5} \right) + \frac{3EJ}{c_3l}; \quad u_2 = 1 + \frac{2EJ}{c_3l}; \quad u_3 = 1 + \left( \frac{1}{c_3} + \frac{1}{c_6} \right) \frac{EJ}{l}.$$

Полученные выражения матриц жёсткости КЭ и сосредоточенных узловых усилий от распределённых равномерно и по треугольным законам нагрузок позволяют определять усилия в СПБ с учётом упруго-податливого присоединения КЭ к узлам на базе метода конечных элементов.

Далее получим зависимости для определения перемещений сечений балочного КЭ, упруго-податливого присоединяемого к узлам дискретной модели СПБ, в зависимости от перемещений узловых точек дискретной модели и действующих на стержни распределённых нагрузок. Зависимости для КЭ получим сначала в местной системе координат с последующим их преобразованием в глобальную систему координат [1].

Расчет КЭ выполним методом перемещений [3], приняв за неизвестные перемещения конечных точек элемента ( $Z_i$ ), в которых он присоединяется к узлам конечно-элементной модели системы с помощью упругих связей (перемещения точек  $a$  и  $b$  на рисунке 3).

Основную систему метода перемещений получим, установив по направлениям всех возможных линейных и угловых перемещений концов стержня в точках  $a$  и  $b$  дополнительные связи (рисунок 3). Система уравнений метода перемещений в матричной форме имеет вид:

$$[r] \cdot \{Z\} + \{R_F\} = 0, \quad (6)$$

где:  $\{Z\}$  – вектор перемещений дополнительных связей (рисунок 3);  $[r]$  – матрица реакций в дополнительных связях, возникающих при их единичных смещениях; элемент этой матрицы  $r_{ik}$  есть реактивное усилие в направлении  $i$ -ой

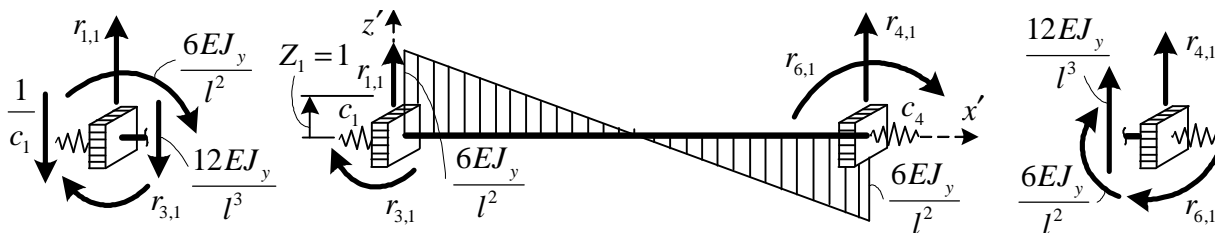
дополнительной связи (сила в линейной связи, либо момент в угловой связи) от единичного перемещения  $k$ -ой дополнительной связи (линейного смещения либо угла поворота);  $\{R_F\}$  – вектор реактивных усилий в дополнительных связях от внешних воздействий, в качестве которых здесь будут выступать перемещения узлов  $d'_i$  и внешние нагрузки, распределенные в общем случае по трапецидальным зависимостям.



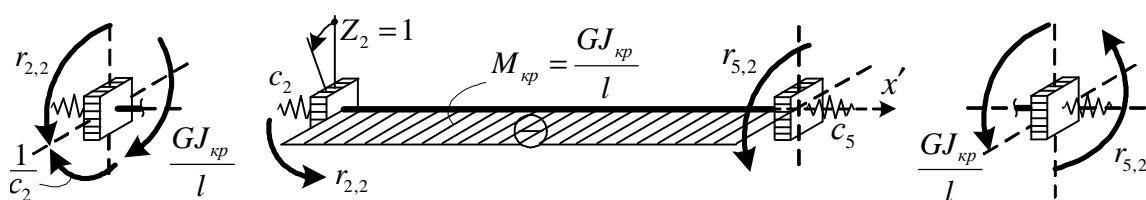
Рисунок 3 – Основная система метода перемещений

Для определения реакций в дополнительных связях от единичных перемещений узлов воспользуемся табличными эпюрами метода перемещений [3]. Построим от каждого из единичных перемещений эпюры изгибающих моментов и найдем возникающие в дополнительных связях реакции способом вырезания узлов. При этом учтем, что при единичном перемещении упругих связей в них возникают усилия (силы, моменты), равные обратной величине их упругой податливости. На рисунок 4 показаны соответствующие процедуры для перемещений  $Z_1=1$ ,  $Z_2=1$ ,  $Z_3=1$ .

а) от линейного перемещения  $Z_1=1$ :



б) от угла поворота  $Z_2=1$ :



в) от угла поворота  $Z_3=1$ :

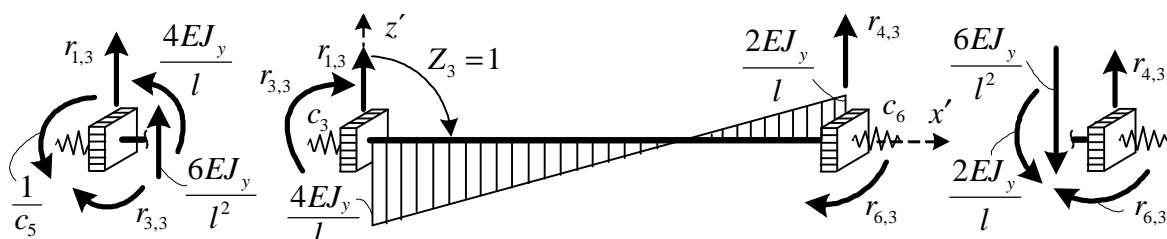


Рисунок 4

Реакции в дополнительных связях, возникающих от единичных перемещений, находятся из вырезания узлов и рассмотрения их равновесия (рисунок 4). Матрица  $[r]$  в результате принимает вид:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{12EJ_y}{l^3} + \frac{1}{c_1} & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & -\frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} \\ 0 & \frac{GJ_{кр}}{l} + \frac{1}{c_2} & 0 & 0 & -\frac{GJ_{кр}}{l} & 0 \\ -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{4EJ_y}{l} + \frac{1}{c_3} & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{2EJ_y}{l} \\ \hline -\frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} & \frac{12EJ_y}{l^3} + \frac{1}{c_4} & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} \\ 0 & -\frac{GJ_{кр}}{l} & 0 & 0 & \frac{GJ_{кр}}{l} + \frac{1}{c_5} & 0 \\ -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{2EJ_y}{l} & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{4EJ_y}{l} + \frac{1}{c_6} \end{bmatrix} \cdot \quad (9)$$

Свободные члены уравнения (6)  $R_{i,F}$  представляют собой реакции в дополнительных связях от внешних воздействий на конечный элемент. В качестве внешних воздействий здесь выступают перемещения узлов  $d'_i$  и распределенные по трапецидальным зависимостям нагрузки. Перемещения узлов  $d'_i$  будут вызывать в упругих связях усилия, равные произведению этих перемещений на величины, обратные жесткостям связей ( $d'_i \cdot (1/c_i)$ ). Действие трапецидально распределенных нагрузок учтем, сложив действие равномерно распределенной и треугольно распределенной нагрузок. Определение грузовых реакций  $R_{i,F}$  для КЭ от перемещений узлов  $d'_i$  и распределенных нагрузок показано на рисунок 5.

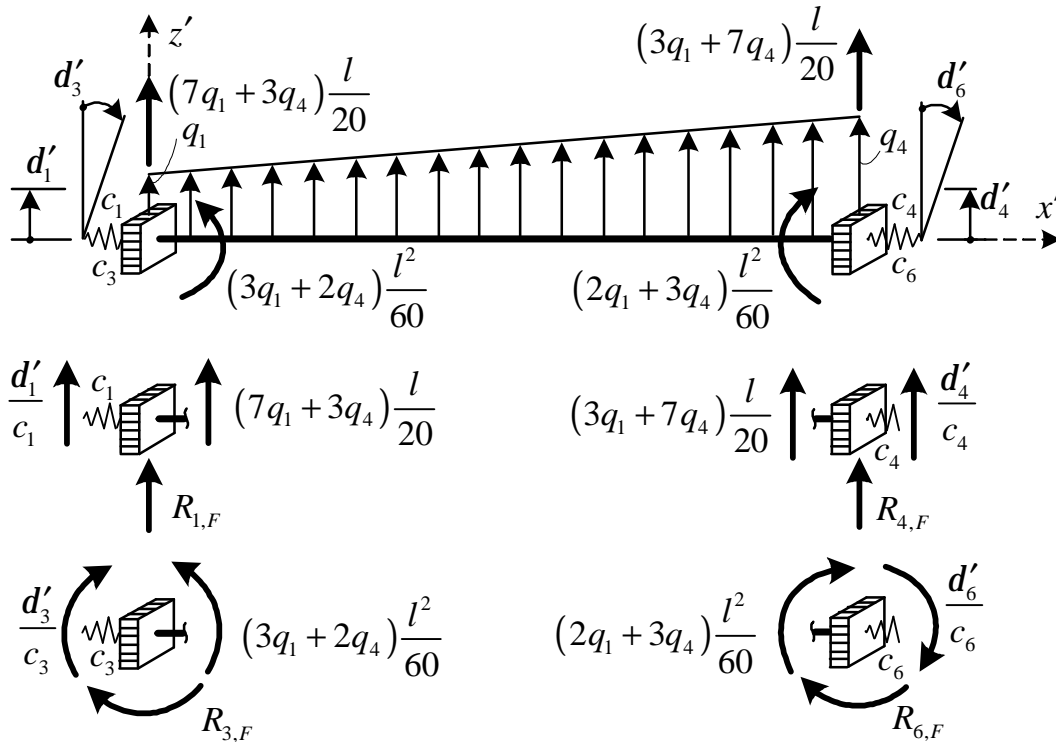


Рисунок 5 – Определение грузовых реакций в плоскости  $x'z'$

Вырезая узлы, получим:  $R_{1,F} = -\frac{d'_1}{c_1} - (7q_1 + 3q_4) \frac{l}{20}$ ;

$$R_{3,F} = -\frac{d'_3}{c_3} - (3q_1 + 2q_4) \frac{l^2}{60}; \quad R_{4,F} = -\frac{d'_4}{c_4} - (q_1 + 2q_4) \frac{l}{6}; \quad R_{6,F} = -\frac{d'_6}{c_6} - (2q_1 + 3q_4) \frac{l^2}{60}.$$

Матрица  $\{R_F\}$  определена. Решая систему уравнений метода перемещений (6), найдем перемещения  $\{Z\}$  концов стержня.

После этого перемещение любого сечения стержня в местной системе координат можно определить на основе дифференциальной зависимости:

$$\frac{d^2 u_1}{dx^2} = \frac{M_y}{EJ_y}, \quad \frac{d^2 u_1}{dx^2} = \frac{M_y}{EJ_y} = \frac{1}{EJ_y} \left( r_4 + r_1 x + \frac{q_1}{2} x^2 + \frac{q_4 - q_1}{6l} x^3 \right).$$

Проинтегрировав выражение два раза и учтя граничные условия (при  $x=0 - y=Z_1, j_z = \frac{du_1}{dx} = -Z_3$ ), найдем постоянные интегрирования.

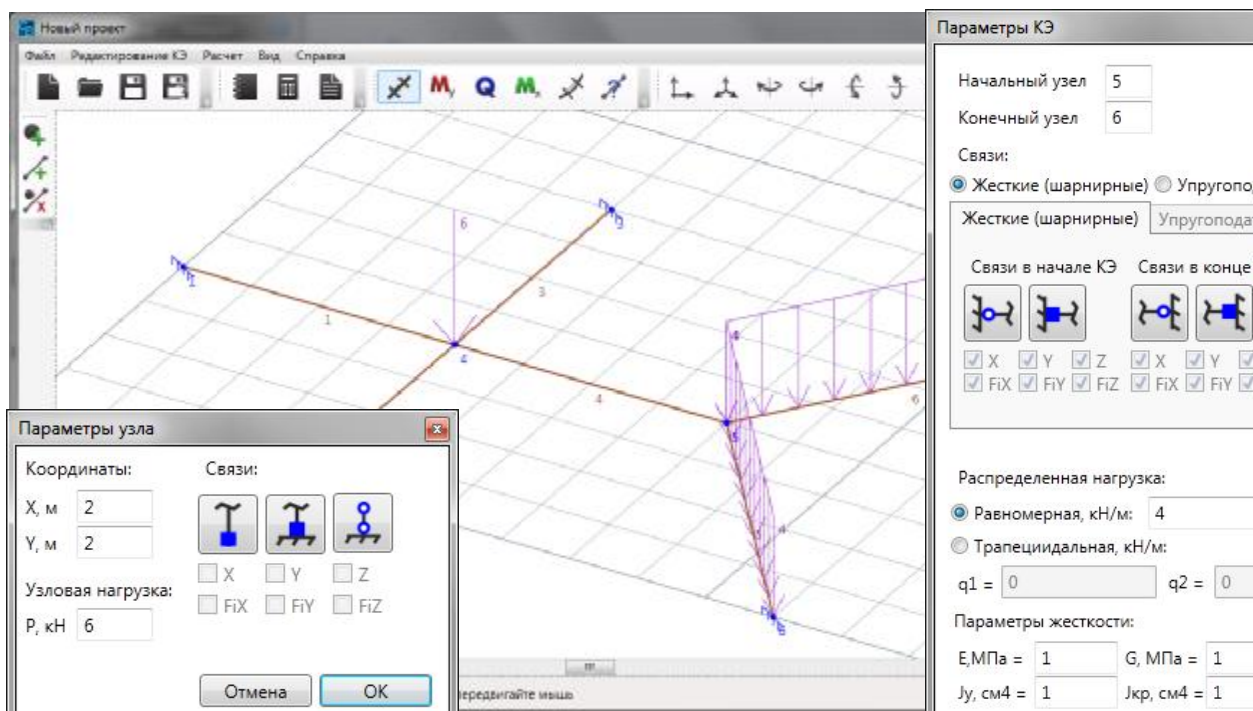
В результате зависимость для прогибов сечений элемента получим в виде:

$$u_1 = Z_1 - Z_3 x + \frac{1}{EJ_z} \left( r_3 \frac{x^2}{2} + r_1 \frac{x^3}{6} + q_1 \frac{x^4}{24} + \frac{q_4 - q_1}{120l} x^5 \right).$$

После этого не составляет труда выполнить преобразование матрицы перемещений из местной в глобальную систему координат и получить зависимости для определения деформированного вида системы.

На основе изложенного сформирован алгоритм расчета СПБ методом конечных элементов, разработана (совместно с инж. Алексеевым Т. Ю.) компьютерная программа расчета «CrossBeam». Программа составлена на языке C# [4] в среде Microsoft Visual Studio для ОС Windows.

Основное окно программы «CrossBeam» представлено на рисунке 6, где

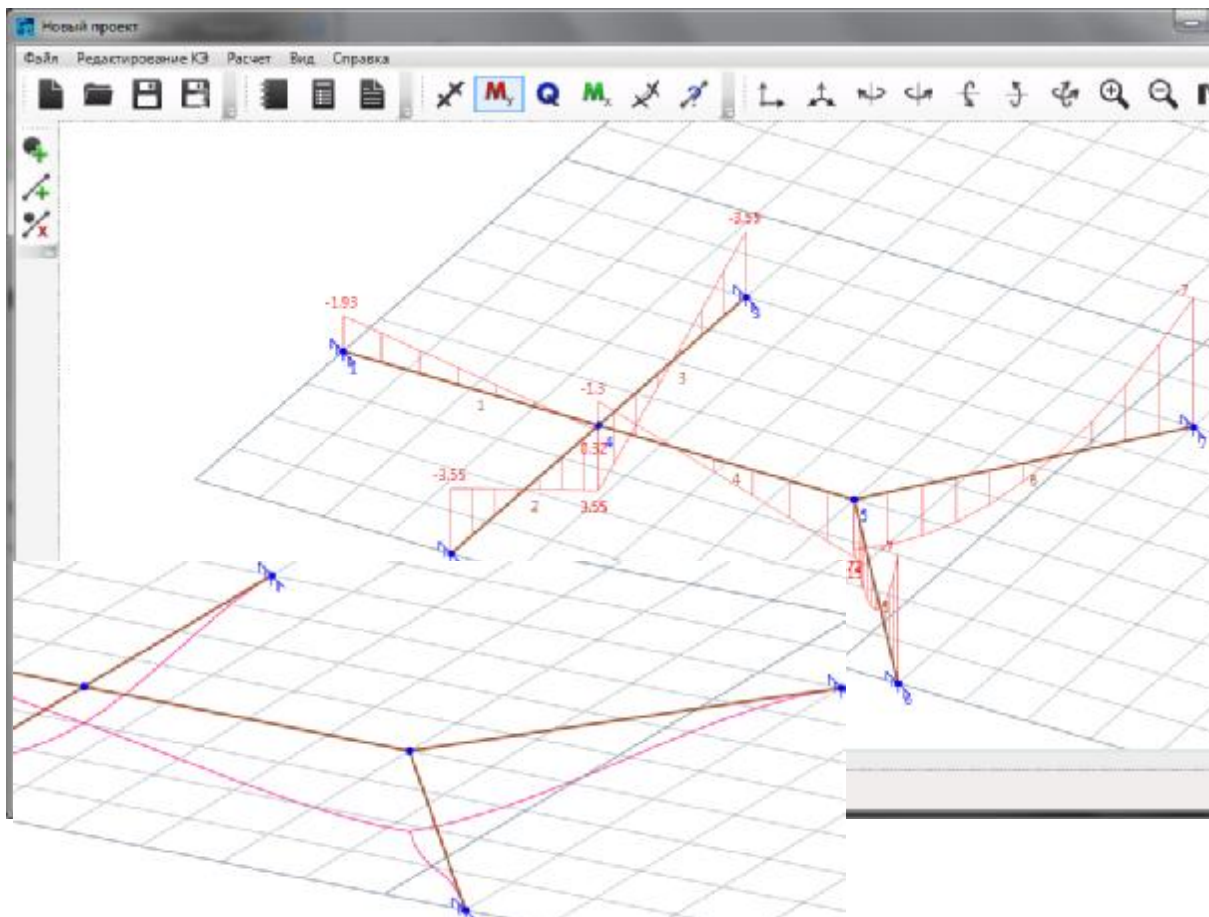


**Рисунок 6 – Основное окно программы и окна параметров узлов и КЭ**

показана также дискретная схема СПБ и окна ввода исходных данных «Параметры узла» и «Параметры КЭ», в которых задаются узлы дискретной модели СПБ и конечные элементы (включая номера узлов, с которыми соединяются КЭ, условия (связи) соединения КЭ с этими узлами (жесткие, шарнирные либо упруго-податливые), геометрические и жесткостные параметры балочно-стержневых КЭ и нагрузки на узлы и КЭ). Эти окна могут

быть вызваны в любой момент для корректировки исходных данных. Исходные данные представляются в графическом и в табличном вариантах.

После ввода исходных данных программа проверяет систему на геометрическую неизменяемость и выполняет расчет системы. Результаты расчета представляются в виде численных результатов (в табличном виде) и в графическом виде – в виде эпюр усилий: изгибающих моментов  $M_y$  (рисунок 9), поперечных сил  $Q_z$ , крутящих моментов  $M_{кр}$ , а также в виде деформированной схемы системы (рисунок 9).



**Рисунок 9 – Эпюра  $M_y$  и деформированный вид системы**

После выполнения расчета системы можно посмотреть его результаты отдельно каждого КЭ, вызвав окно результатов расчета КЭ, в котором можно получить также усилия в любом из сечений КЭ. Изображения настраиваются с позиций наилучшего представления соответствующих объектов (повороты относительно вертикальной и горизонтальных осей, перемещения изображения, масштабирование, различные виды аксонометрии и т.п.).

Программа может использоваться в учебном процессе и в расчетно-проектной практике.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Игнатюк, В. И. Метод конечных элементов в расчетах стержневых систем : учебное пособие / В. И. Игнатюк. – Брест : БрГТУ, 2009. – 172 с.
2. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – М. : ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
3. Борисевич, А. А. Строительная механика: учебное пособие / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – Минск : БНТУ, 2009. – 756 с.
4. Павловская, Т. А. С#: Программирование на языке высокого уровня. – С.-Петербург : Питер, 2014. – 432 с.

## ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В УКРАИНЕ

**Карюк А., Кошлатый О., Тимошевский В., Пенц В.**

**Введение.** Обеспечение энергоэффективности зданий является одной из важнейших проблем современного строительства. Особая острота этой проблемы в условиях дефицита и роста стоимости энергоносителей побуждает к улучшению тепловых характеристик ограждающих конструкций. Действующие нормы проектирования тепловой изоляции зданий [1] устанавливают минимально допустимые значения сопротивления теплопередаче стен гражданских зданий для первой температурной зоны (большая часть территории – 20 регионов Украины)  $R_{qmin} = 3,3 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$  и для второй температурной зоны (5 южных регионов)  $R_{qmin} = 2,8 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$ . Для зданий, подлежащих термомодернизации, эти требования снижаются на 20%, что составляет  $R_{qmin} = 2,64 \text{ м}^2/\text{Вт}$  для первой и  $R_{qmin} = 2,24 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$  для второй температурной зоны. Приведенные в [1] значения являются несколько выше требований предыдущей редакции норм [2].

Целесообразность этих требований к сопротивлению теплопередаче стен и необходимость их дальнейшего повышения [3, 4] проанализирована в данной статье по критерию минимума приведенных расходов, учитывающих стоимость ограждающей конструкции и расходы на отопление в г. Полтава. Рассматриваются распространенные конструкции стен многоэтажных гражданских зданий [5, 6], которые состоят из таких слоев: внутренняя штукатурка известково-песчаным раствором толщиной 20 мм, кирпичная кладка из пустотелого кирпича на цементном растворе толщиной 510 мм, утеплитель из экструзионного пенополистирола со средней плотностью  $30 \text{ кг/м}^3$  и значением коэффициента теплопроводности  $\lambda = 0,037 \text{ Вт/(м} \times \text{К)}$ , внешний отделочный слой из цементно-песчаного раствора толщиной 10 мм. В дальнейших расчетах коэффициенты теплопроводности всех материалов приняты по нормам [2] для условий эксплуатации А. Толщина пенополистирольного утеплителя, определенная по заданным значениям сопротивления теплопередачи стены  $2 \leq R_0 \leq 7 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$ , изменялась в пределах от 30 мм до 220 мм.

**Проблема оптимизации тепловых характеристик и ее решение.** Потери тепла через ограждающую конструкцию с известным сопротивлением теплопередаче  $R_0$  при стационарном тепловом режиме определены на основе общей формулы строительной теплотехники [7]:

$$Q = \frac{t_B - t_3}{R_0} \times F \times t \quad (1)$$

где  $t_B$  и  $t_3$  – температуры внутреннего и наружного воздуха;

$F$  – площадь рассматриваемого участка ограждения;

$t$  – время, в течение которого происходит теплопередача в стационарном тепловом режиме.

В дальнейших расчетах площадь участка ограждающей конструкции принимается равной  $1 \text{ м}^2$ . Температуру внутреннего воздуха в жилом помещении можно считать постоянной во времени  $t_B = + 20^\circ\text{C}$ . Время  $t$ , в течение которого происходит теплопередача, равно продолжительности отопительного пе-



риода, поэтому сезонные и случайные изменения температуры наружного воздуха адекватно учитываются количеством градусо-суток отопительного периода  $G_{OT}$ , определенным по данным [8] и стандарта [9].

Подстановка этих данных в (1) дает формулу для определения потерь тепла (в гигакалориях) через один квадратный метр стены с известным сопротивлением теплопередачи  $R_0$  ( $m^2 \times K$ )/Вт в течении отопительного периода:

$$Q = 0,0000206 \frac{G_{OT}}{R_0} . \quad (2)$$

Годовые приведенные расходы равны сумме годовых текущих расходов (себестоимости отопления) и капитальных вложений, приведенных к годовому измерению с помощью норматива сравнительной эффективности:

$$P = Q \times C_T + \frac{C_H}{T_H} + \frac{C_Y}{T_Y} , \quad (3)$$

где  $C_T$  – стоимость тепловой энергии (стоимость одной гигакалории тепла);

$C_H$  и  $C_Y$  – стоимости несущей (кирпичная кладка и внутренняя штукатурка) и утепляющей (теплоизоляционный слой и наружная отделка) частей стены;

$T_H$  и  $T_Y$  – установленные сроки эксплуатации несущей и утепляющей частей стены.

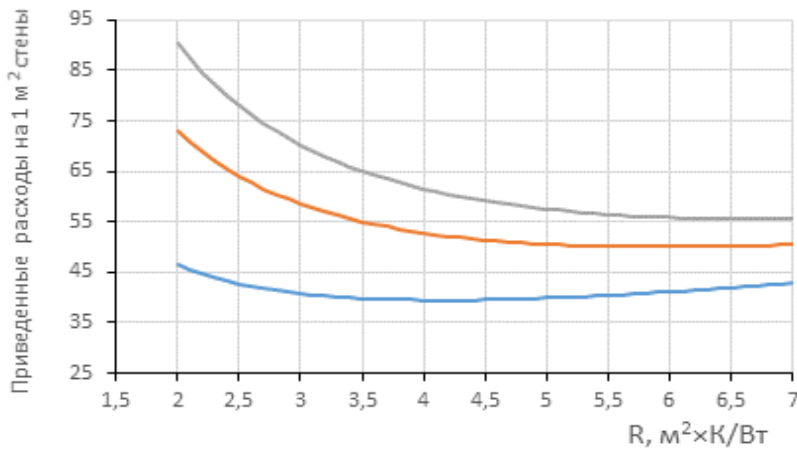
Годовые приведенные расходы (3) вычислены с учетом установленного срока эксплуатации гражданских зданий  $T_H = 100$  лет и срока службы эффективного утеплителя, который в соответствии с требованиями норм [2] должен быть не менее  $T_Y = 25$  лет. Стоимости одного квадратного метра несущей  $C_H$  и утепляющей  $C_Y$  частей стены определялись сметным расчетом с учетом стоимости строительных материалов и строительного-монтажных работ.

Теплотехнические расчеты выполнены для города Полтава, который находится в первой температурной зоне по карте районирования [1]. По данным [8, 9] установлено, что количество градусо-суток отопительного периода в г. Полтава равно  $G_{OT} = 3762$ . Проанализированы три варианта цены тепловой энергии:

- цена, установленная постановлением правительства в 2015 году для каждого города Украины [10] (663 грн/ Гкал для Полтавы);
- цена, установленная постановлением правительства в 2016 году для каждого города Украины [11] (1351 грн/ Гкал для Полтавы);
- гипотетическая перспективная цена в размере 1800 грн/Гкал.

Результаты расчетов приведены на рисунке 1 в виде зависимостей приведенных расходов от сопротивления теплопередаче стены. Три кривых соответствуют трем указанным выше уровням цен на тепловую энергию.

Приведенные на рисунке зависимости приведенных расходов на  $1 m^2$  стены от ее сопротивления теплопередаче позволяют установить оптимальное значение сопротивления теплопередаче по критерию минимума приведенных расходов. При цене 2015 года (нижняя кривая) наименьшее значение приведенных расходов реализуется при сопротивлении теплопередаче  $R_0 = 4,2$  ( $m^2 \times C$ )/Вт. Введение в 2016 году цены на тепловую энергию 1350,66 грн / Гкал для Полтавы [11] при условии сохранения современного уровня цен на строительные материалы сопротивление теплопередаче стен необходимо увеличивать до  $R_0 = 5,9$  ( $m^2 \times C$ )/Вт, а возможное повышение цены на тепловую энергию до 1800 грн / Гкал требует повышения сопротивления теплопередаче до  $R_0 = 6,8$  ( $m^2 \times C$ )/Вт.



**Рисунок 1 – Приведенные расходы на 1 м<sup>2</sup> стены при различных сопротивлениях теплопередачи ценах на тепловую энергию**

Полученные значения существенно превышают требования норм [1], что свидетельствует о необходимости их пересмотра.

Выполненные расчеты не учитывают возможное увеличение стоимости строительных материалов, которое представляется вполне возможным следствием повышения стоимости энергоресурсов. Этот фактор, численное значение которого предсказать практически невозможно, несколько снизит рост оптимального сопротивления теплопередаче по сравнению с выполненными расчетами. Тем не менее необходимость дальнейшего повышения теплотехнических требований к ограждающим конструкциям остается очевидной.

**Вывод.** Несмотря на определенную условность рассматриваемого модельного примера, выполненный анализ указывает на явно выраженную тенденцию к дальнейшему повышению минимально необходимого сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций жилых и общественных зданий в условиях роста стоимости энергоносителей.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

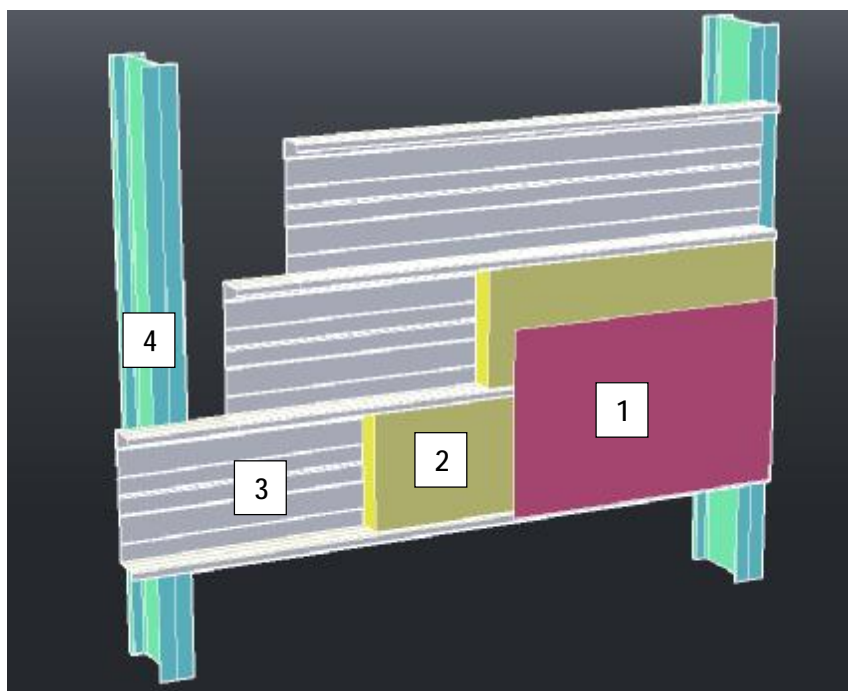
1. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. Зміна № 1.– К., 2013. – 11 с.
2. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель – К., 2006. – 66 с.
3. Карюк А. М. Економічно доцільний опір теплопередачі зовнішніх стін цивільних будівель для різних регіонів України /А.М. Карюк, О.Б. Кошлатий // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельне виробництво». – Київ, 2015. – №29. – С.35–39.
4. Koshlatyi O.V. The development and prospects analysis of buildings Thermal protection standardization in Ukraine /O.V. Koshlatyi, A.M. Kariuk, R.A. Mischenko //International Scientific Journal «Theoretical & Applied Science». –Philadelphia, USA, 2015. –№09 (29). – P.21-23.
5. ДСТУ Б В.2.6-36:2008. Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. Загальні технічні умови. – К., 2009. – 35 с.
6. Тришарові стіни з теплоізоляцією. Зовнішні стіни [Електронний ресурс] Режим доступу: [http://a-bud.com.ua/ua/produkcija/izoljacija\\_tehnonikol/zovnishni\\_stini1.html](http://a-bud.com.ua/ua/produkcija/izoljacija_tehnonikol/zovnishni_stini1.html)
7. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. Изд. 4-е, переработанное и дополненное. – М.: Стройиздат, 1973. – 287 с.
8. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель. монографія / В.А. Пашинський, Н.В. Пушкар, А.М. Карюк / – Одеса, 2012. –180 с.
9. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К., 2010. – 101 с.
10. Постанова від 31.03.2015 № 1171 «Про встановлення тарифів на послуги з централізованого опалення та послуги з централізованого постачання гарячої води, що надаються населенню суб'єктами господарювання, які є виконавцями цих послуг».
11. Постанова від 31.03.2015 № 1171 зі змінами від 02.12.2016р. «Про встановлення тарифів на послуги з централізованого опалення та послуги з централізованого постачання гарячої води, що надаються населенню суб'єктами господарювання, які є виконавцями цих послуг».

## КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ ОГ- РАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Кашуро Е.

Данная статья посвящена созданию расчетной конечно-элементной модели стеновой многослойной панели поэлементной сборки.

Несмотря на то, что были разработаны рекомендации по изготовлению панелей; методам испытания по определению показателей материала; методам испытания панелей; методике их расчета, из-за специфических характеристик тонкостенных профилей и их особенностей сборки вопросы устойчивости тонкостенных элементов, разрушения соединений и несущей способности стеновых систем все ещё не до конца исследованы. Решение этих задач особенно актуально для сэндвич-панелей поэлементной сборки, так называемых кассетных панелей, о которых и пойдет речь ниже.



**Рисунок 1 – Конструкция кассетной панели**

*поз. 1 – конструкция обшивки*

*поз. 2 – утеплитель*

*поз. 3 – кассетный профиль*

*поз. 4 – несущие конструкции*

Существуют различные подходы для оценки напряженно-деформированного состояния стеновых панелей [1]: экспериментальные, аналитические и численные методы. Экспериментальный подход наиболее часто используется и основан он на испытаниях полномасштабной модели. По сути, номинальные значения прочности на сдвиг, представленные нормами, получены экспериментально. Из-за требуемого большого количества испытаний ясно, что этот подход является самым дорогим и, кроме того, результаты этого метода можно использовать только тогда, когда характеристики стены (геометрия и материал)

строго соответствуют эксперименту. Для преодоления данных ограничений для исследования НДС стеновых панелей используется аналитический подход, основанный на методе конечных элементов.

Численные модели обычно калибруются с использованием имеющихся экспериментальных результатов, и их можно использовать для определения НДС панелей, имеющих характеристики, отличные от испытанных.

Далее мы рассмотрим аналитический подход к исследованию поведения трехслойных панелей кассетного профиля. Первым шагом для этого является построение адекватной многослойной конечно-элементной модели.

Существует несколько способов моделирования многослойных конструкций [2]:

1) модель, построенная из объемных конечных элементов. Однако использование данного способа затруднительно из-за малой толщины кассетного профиля. Т.е. для построения модели понадобится слишком большое количество конечных элементов или же придется превысить рекомендуемое соотношение размеров элемента, что приведет к накоплению погрешности.

2) модель, построенная из плоских конечных элементов на основе теории многослойных оболочек. Т.е. каждый слой будет представлен пластиной с осредненными свойствами материалов. Такой метод не применим для панелей поэлементной сборки из-за невозможности анализа поведения крепежа в такой схеме.

3) модель, основанная на комбинации плоскостных и объемных конечных элементов, где для тонких конструкций кассетного профиля и обшивки используются 2D элементы, а для несущих конструкций – 3D элементы. Данная модель является наиболее эффективной. Она и будет рассмотрена ниже.

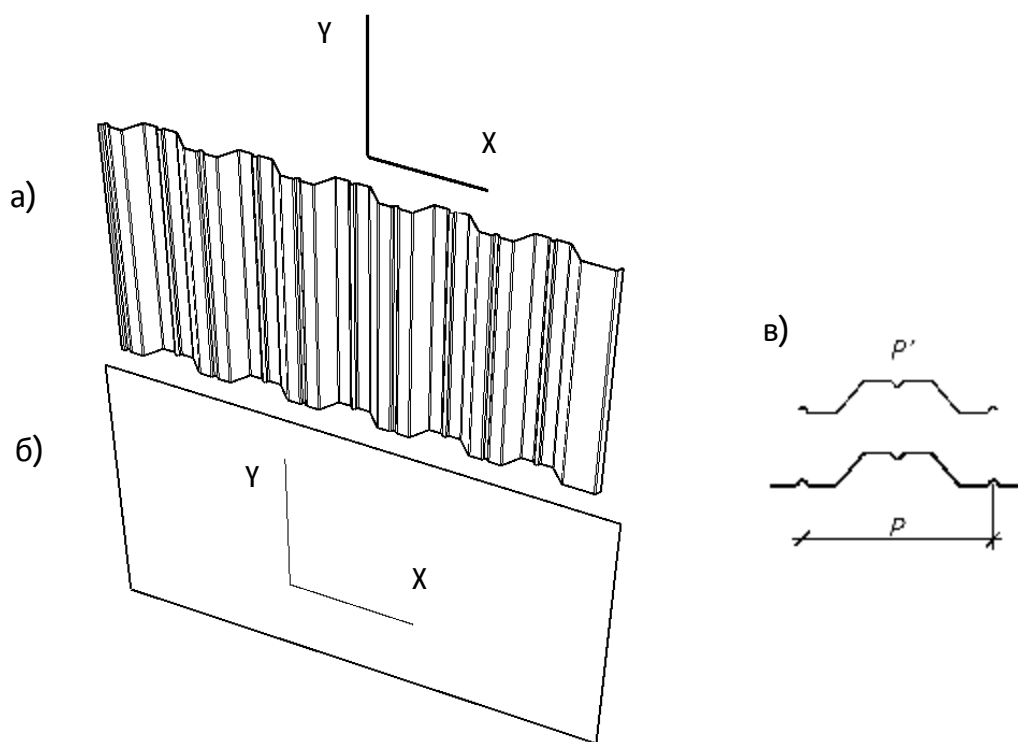
Отказ всей панели в основном вызван разрушением соединений и потерей устойчивости, поэтому нелинейные свойства материала кассетной панели (стали) при численном анализе можно не учитывать и использовать обычные упругие параметры для материала (модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^5$  МПа, модуль сдвига  $G = 8,1 \times 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,3$ , плотность  $\rho = 7850$  кг / м<sup>3</sup>). И ввиду малой толщины кассетный профиль моделируется плоскостными конечными элементами с вышеназванными параметрами материала и постоянной толщиной. Пластические свойства материала кассетного профиля включаются в нелинейное поведение сопряжений элементов (сдвиг крепежа под действием нагрузки). Несущие элементы обладают гораздо большей толщиной и жесткостью по сравнению с холодногнутым профилем кассеты, поэтому в аналитической модели свойства материала несущих конструкций также можно считать упругими, поэтому несущая конструкция моделируется объемными конечными элементами с упругими свойствами материала (модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^5$  МПа, модуль сдвига  $G = 8,1 \times 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,3$ , плотность  $\rho = 7850$  кг / м<sup>3</sup>) [3]. В расчетную модель не включается работа слоя утеплителя, т.к. в отличие от сэндвич-панелей заводского производства, теплоизолирующий слой в сэндвич-панелях поэлементной сборки не приклеивается к кассетному профилю, а вкладывается в него, причем ширина слоя утеплителя зачастую меньше ширины кассетного профиля, а в процессе эксплуатации изолирующий слой расслаивается и оседает, образуя зазоры. Слой обшивки же прикрепляется к профилю и учет этого элемента стенового ограждения необходим. Свойства материала обшивки также задаются линейными, а нелинейный характер работы будет учтен в работе крепежа. Наиболее популярным наружным слоем в стеновых трехслойных панелях поэлементной сборки является профилированный лист и есть несколько подходов к его моделированию. Многие мощные конечно-

элементные программные комплексы позволяют замоделировать профилированный лист полностью по его размерам и форме как криволинейную оболочку с изотропными свойствами материала, однако зачастую профиль является не просто трапециевидным, а имеет бороздки, что при делении такой поверхности на сетку конечных элементов приведет к большому числу последних. Это сделает систему стеновых панелей сложной и требует больше рабочего и процессорного времени для создания и расчета модели. Поэтому профилированный лист обычно упрощают до эквивалентной ортотропной плоской обшивки с двумя модулями упругости [4]. Авторы статей [5] предложили следующие характеристики свойств материала приведенного плоского листа:

$$\begin{cases} E_x = E_0 \cdot \frac{I_x}{I_0} \\ E_y = E_0 \cdot \frac{p'}{p} \\ \nu_{yx} = \nu_0 \\ \nu_{xy} = \nu_{yx} \cdot E_x / E_y \end{cases} ; \quad (1)$$

где

- $E_0$  – модуль упругости материала профилированного листа (стали),
- $\nu_0$  – коэффициент Пуассона материала профилированного листа (стали),
- $E_x$  – приведенный модуль упругости в направлении X,
- $E_y$  – приведенный модуль упругости в направлении Y,
- $p'$  – ширина расплавленного листа одной волны,
- $p$  – шаг волны,
- $I_0$  – момент инерции одной волны относительно её центра тяжести,
- $I_x$  – момент инерции плоского листа шириной  $p'$  относительно его центра тяжести.



**Рисунок 2 – Конструкция обшивки:**

*а) – исходный профилированный лист из изотропного материала; б) – эквивалентный гладкий лист из ортотропного материала; в) – размеры одной волны.*

Сопряжения являются очень важным и чувствительным компонентом в кассетных стеновых панелях. Экспериментальные исследования доказали, что отказ панели обычно происходит из-за отказа соединений. Поэтому необходимо тщательно и грамотно замоделировать места соединения кассетного профиля к кассетному профилю; кассетного профиля к несущим конструкциям и наружного слоя обшивки к отгибам кассетного профиля. Для учета крепежа стоит использовать нелинейные 2D пружинные элементы, причем для одной точки сопряжения стоит вводить три взаимно перпендикулярные пружины, имеющие различные жесткости: две пружины в направлении среза метиза и пружина вдоль метиза, имитирующая растяжение. Жесткости пружин в продольном и поперечном направлениях определяются по результатам экспериментального исследования крепежа. Также для пружинных элементов необходимо ввести предельные усилия, расчетные значения которых даны в нормативных документах [6] и предельные величины деформаций от сдвига и растяжения.

Граничные условия для модели стеновой панели следующие: первый кассетный профиль прикрепляется к цоколю с помощью болтов через дополнительный уплотняющий элемент, который также необходимо замоделировать объемными конечными элементами. Цоколь является неподвижной опорой, а его сопряжение с панелью задается через узловые опоры в местах крепежных болтов. Несущие конструкции также задаются как неподвижная опора, а крепление кассетного профиля к ним – посредством точечных пружинных связей со своими жесткостями в местах установки саморезов. Конструкцию обшивки в расчетной модели прикрепляем к отгибам кассетного профиля точечными пружинными связями со своими жесткостями в местах расположения крепежа. Аналогично моделируем точечное пружинное сопряжение кассетных профилей друг с другом. Дополнительно необходимо предусмотреть жесткий контакт с тангенциальным коэффициентом трения конструкций стеновой панели, т.е. не допустить проникновение кассетного профиля в несущие конструкции, в цоколь и в соседние кассетные профили.

Таким образом, аналитическая модель, созданная по данным рекомендациям, будет максимально отражать реальное поведение сэндвич-панели поэлементной сборки.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. S. Esmaili Niari, B. Rafezy, K. Abedi. Numerical Study On The Shear Resistance Of Coldformed Steel Shear Wall With Steel Sheathing // Asian Journal Of Civil Engineering (Bhrc) Vol. 14, NO. 3 (2013) p. 461-476.
2. Данилов М.Н., Федорова Н.Н. Конечно-элементное моделирование многослойных ограждающих конструкций // Изв. вузов. Строительство. 2012, №10. с. 92-100.
3. Xianghe Dai, Structural Behaviour of Cold-formed Steel Cassette Wall Panels Subject to In-plane Shear Load // Journal of Civil Engineering Research 2013, 3(2):p. 65-74.
4. Xianghe Dai, Numerical Modelling and Analysis of Structural Behaviour of Wall-stud Cold-formed Steel Shear Wall Panels under In-plane Monotonic Loads // Journal of Civil Engineering Research 2012, 2(5): p. 31-41.
5. Atrek, E. and Nilson, A.H. (1980). "Nonlinear Analysis on Cold-formed Steel Shear Diaphragms", Journal of The Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST3, March, 1980.
6. ТКП EN 1993-1-3-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.

## ОСОБЕННОСТИ ОПТИМИЗАЦИИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ АСПЕКТОВ ИНЖЕНЕРНОЙ ПОДГОТОВКИ ОСНОВАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ

**Клебанюк Д.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.**

Интенсивное развитие промышленного и гражданского строительства в современных условиях приводит к необходимости освоения весьма сложных в инженерно-геологическом отношении территорий. Однако использование таких территорий возможно только после проведения объемных мероприятий по их инженерной подготовке, требующих дополнительных затрат на подготовку оснований.

Практикой отечественного и зарубежного опыта [1-5], доказано, что наиболее рациональным способом подготовки строительных площадок со слабыми основаниями является уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками.

Однако эффективное применение интенсивного ударного уплотнения грунтов возможно только при достоверных знаниях исходного состояния уплотняемых грунтов, влиянии технологических параметров, динамики изменения свойств грунтов в процессе уплотнения и после, с учетом упрочнения во времени. Имеющиеся исследования [2, 4, 5, 6] позволяют установить характера уплотнения по глубине, но не позволяют прогнозировать конкретного улучшения свойств грунта и осуществить прогноз параметров, которые будут получены при уплотнении грунта интенсивными ударными нагрузками. При этом выбор технологических параметров уплотнения (массы трамбовки, высоты сбрасывания, расстояния между соседними точками удара трамбовки) вообще осуществляется на основе результатов пробного уплотнения грунтов на строительной площадке. Отсутствие методик комплексного учета этих факторов зачастую приводит к неэкономичным решениям фундаментных конструкций.

Отсюда детальное выявление основных закономерностей, описывающих механизм уплотнения грунтов, его связь с конструктивно – технологическими параметрами и параметрами искусственных оснований, позволяющих не только качественно запроектировать фундаменты зданий и сооружений, но и обеспечить энергоэффективность их устройства и высокую их эксплуатационную надежность на сегодня важно и актуально.

Анализ результатов имеющихся и проведенных нами экспериментальных исследований [5, 7, 8] показывает, что с увеличением модуля деформации грунтов в естественном состоянии ( $E_0$ ) требуется уменьшение диаметра трамбовки ( $d_{mp}$ ) и при прочих постоянных условиях (естественная и требуемая плотности сухого грунта ( $r_d^{ecm}$  и  $r_d^{mp}$ ), мощность уплотняемой толщи ( $h_{yn}$ ), энергия удара ( $M_j$ )) может быть описана следующей зависимостью:

$$d_{mp}^1 = 41.68 \cdot \lg(E_0 - 1.37) + 0.79 \quad (1)$$

с индексом корреляции  $-R = 0.998$ .

При этом уменьшение  $d_{mp}$  возможно до определенных пределов, так как при малых значениях  $d_{mp}$  ( $d_{mp} < 1,0$  м) происходит разуплотнение грунта с образованием зон выпора за пределами пяты трамбования.

Выявлено также, что чем больше мощность уплотняемого слоя ( $H_{yn}$ ), тем  $d_{mp}$  (при прочих постоянных условиях) должен быть меньше и зависимость между ними может быть описана в следующем виде:

$$d_{mp} = 10.01 \cdot H_{yn}^{-0.54} - 0.6 \quad (2)$$

с индексом корреляции –  $R = 0.994$ .

А это определяет необходимость при уплотнении грунтовых толщ большой мощности одновременно с увеличением  $d_{mp}$  увеличивать массу трамбовки ( $M$ ) и высоту сброса ( $H$ ).

При этом, чем больше требуемая плотность сухого грунта ( $r_d^{mp}$ ), тем  $d_{mp}$  (при прочих постоянных условиях), должен быть меньше и зависимость между ними имеют следующий вид:

$$d_{mp} = 0.49 \cdot (r_d^{mp})^{-0.92} + 1.51 \quad (3)$$

с индексом корреляции –  $R = 0.999$ .

Следует также отметить, что наибольшая эффективность уплотнения грунтовых оснований достигается при оптимальной влажности ( $w_{opt}$ ) грунтов. При влажности ниже оптимальной требуется большая энергия на разрушение существующей и формирование новой структуры, что и обуславливает уменьшение глубины уплотнения ( $H_{yn}$ ) при некотором повышении степени уплотнения. При этом с увеличением содержания глинистых частиц значение  $r_d^{max}$  возрастает.

Отсюда следует что, чем однороднее уплотняемый грунт, тем плотность будет выше при одних и тех же энергозатратах на уплотнение.

Выявлено также, что чем больше энергия удара ( $\sqrt{MgH}$ ), тем  $w$  меньше. При этом практически для всех видов и состояний грунтов наибольшее снижение  $w$  характерно на первоначальном этапе уплотнения, даже при малой энергии удара. Увеличение энергии удара обуславливает уменьшение  $w$ , но оно очень незначительное. Что касается изменений  $r_d$ , то оно имеет обратную тенденцию, т. е. при увеличении энергии удара  $r_d$  увеличивается и, особенно, на начальном этапе уплотнения.

Выявлено так же, что увеличение массы трамбовки зачастую не обеспечивает не только требуемую степень уплотнения, с минимальными энергетическими затратами, но и равномерность распределения плотности по глубине, т.е. однородность основания.

Практика также показывает, чем меньше статическое давление на грунт, тем больше ударов в одной точке необходимо выполнять для достижения грунтом требуемой плотности. Малые размеры подошвы трамбовки не только затрудняют производство работ, но, и при достижении определённого предела по диаметру, делают эти работы практически невозможными из-за выпора грунта.

Оптимальная площадь основания трамбовки будет лишь в том случае, когда работа ( $N_{фак}$ ), затрачиваемая на уплотнение грунта будет минимальной ( $N_{min}$ ), т.е.

$$N_{фак} = M \cdot H \cdot \frac{B}{A} \cdot n \in N_{min}, \quad (4)$$

где  $M$  – масса трамбовки, принимаемая с учётом грузоподъёмности механизма, тс;

$H$  – высота сбрасывания трамбовки, м;

$B$  – площадь участка в пределах которого требуется уплотнение грунтов, м<sup>2</sup>;

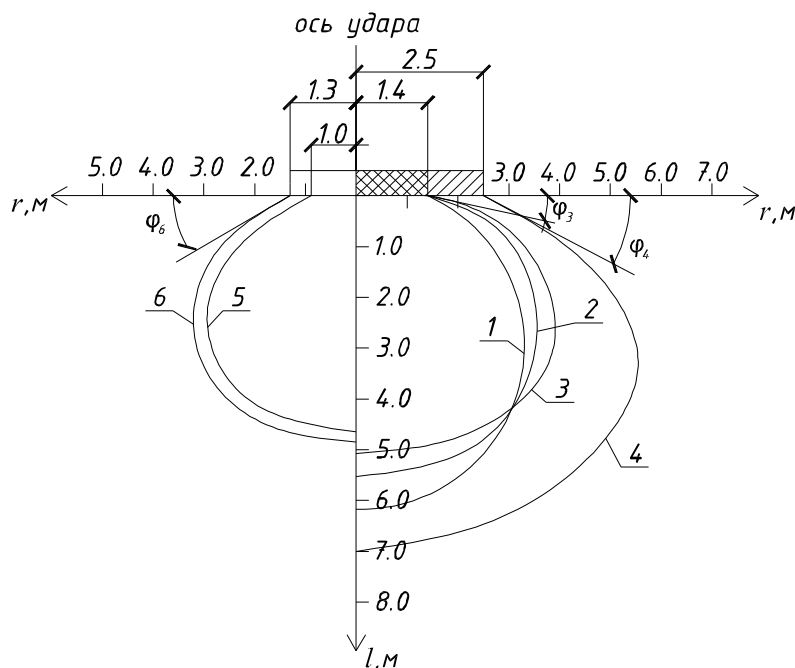
$A$  – площадь основания трамбовки, м<sup>2</sup>;

$n$  – число ударов трамбовки в одной точке.



При этом трамбовка одной и той же массы с различными размерами и формами подошвы обуславливает совершенно разное статическое давление на грунт, формируя тем самым соответствующее напряженно-деформированное состояние грунтового массива.

Не менее существенным фактором качественного уплотнения является и расстояние между точками уплотнения и схема их расположения[4]. Характер и контуры зон уплотнения для различных грунтов и диаметров трамбовок приведены на рисунке 1.



1,2,3 – при уплотнении трамбовками  $\text{Æ}2,8$  м естественных оснований сформированных однородными связными грунтами; 4 –  $\text{Æ}$  трамбовки 5 м, при наличии прочного подстилающего слоя песчаных грунтов; 5 и 6 – соответственно для трамбовок  $\text{Æ}2$  и 2,6 м на намывных территориях из песчаных грунтов

**Рисунок 1 – Контуры зон уплотнения грунтового основания**

Анализ контуров уплотнения показывает, что расстояние между точками трамбования зависит от угла наклона секущей прямой ( $j$ ) к горизонту. Мощность зоны уплотнения в этих условиях изменяется в пределах  $l = 4,5-7,5$  м, ширина периферийной зоны, за пределы центральной зоны (столба), – в пределах  $r = 2,6-4,0$  м, а угол наклона секущей прямой к горизонту варьирует в пределах  $j_i = 22^\circ - 50^\circ$ , при этом, при больших значениях угла  $j$ , обеспечивается более качественное уплотнение грунта как по глубине, так и по площади. Кроме того увеличение угла  $j$  позволяет увеличить расстояние между точками трамбования ( $b$ ), минимизирующие трудозатраты работ по уплотнению.

Вместе с тем [7] отмечено, что влияние угла  $j$  на величину ( $e$ ) не всегда столь существенно, как влияние других факторов, что связано с особенностями формирования центральной зоны (столба) уплотнённого грунта, развития периферийной зоны уплотнения и взаимодействия периферийных зон.

Проведенные исследования [2, 8, 12] формирования зон уплотнения показывают, что в зоне уплотнения наблюдается в основном радиальное направление нормалей к площадкам главных деформаций сжатия, т.е. радиальные деформации

преобладают над вертикальными и поэтому интенсивные удары плоских трамбовок обуславливают на начальном этапе уплотнения сжатие центральной зоны (столба) грунта в области подошвы, с последовательным радиальным его боковым расширением, вызывающим радиальное сжатие грунта в периферийной зоне.

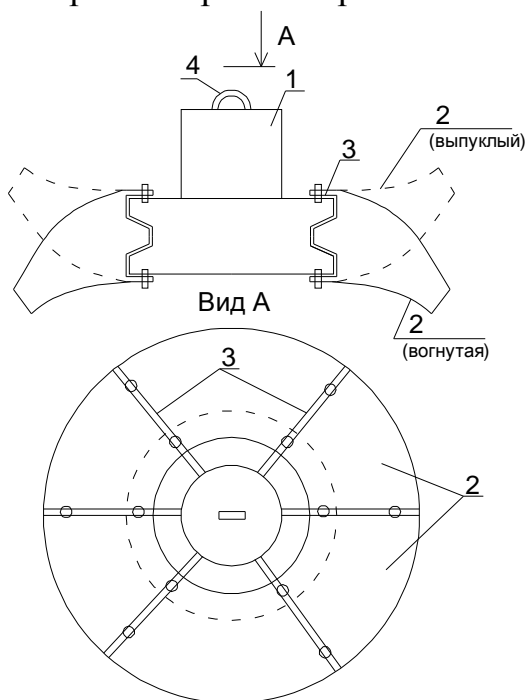
При этом если плотность грунта периферийной зоны относительно высокая, то радиальное сжатие может сопровождаться выпором грунта. При низкой естественной плотности грунта влияние радиального распора на деформации периферийной зоны будет существенно менее значимо.

Всё это и определяет основные факторы механизма деформации периферийной зоны: естественная плотность грунта; степень радиального расширения и уплотнения грунта в центральной зоне; величины сил трения на контакте центральной и периферийной зон [9].

Отсюда следует, что наиболее эффективным в области оптимизации процесса уплотнения будет являться поиск площадей, форм поверхностей подошвы трамбовок и схемы расположения точек трамбования.

Исходя из анализа особенностей динамики формирования напряженно-деформированного состояния грунтов для центральной и периферической зон массива уплотнения были рассмотрены варианты с выпуклыми и вогнутыми сферическими поверхностями подошв тяжелых трамбовок (рисунок 2).

Что касается выбора точек трамбования, то на практике, как правило, используется квадратная схема размещения точек, т.е. уплотнение производится по условной сетке различных размеров в один, либо в два этапа. При уплотнении грунтов в один этап точки, в которых осуществляется уплотнение, расположены по вершинам квадрата. При двухэтапной схеме вначале производится уплотнение в точках, расположенных по вершинам больших квадратов. Затем делается технологический перерыв, составляющий не менее 10 суток. И по окончании перерыва производится дальнейшее уплотнение грунта в точках, расположенных в середине расстояния между существующими кратерами [2, 6]. Однако, как показали наши исследования [11], более оптимальным решением является размещение точек уплотнения грунта, по вершинам равностороннего или равнобедренного треугольника.



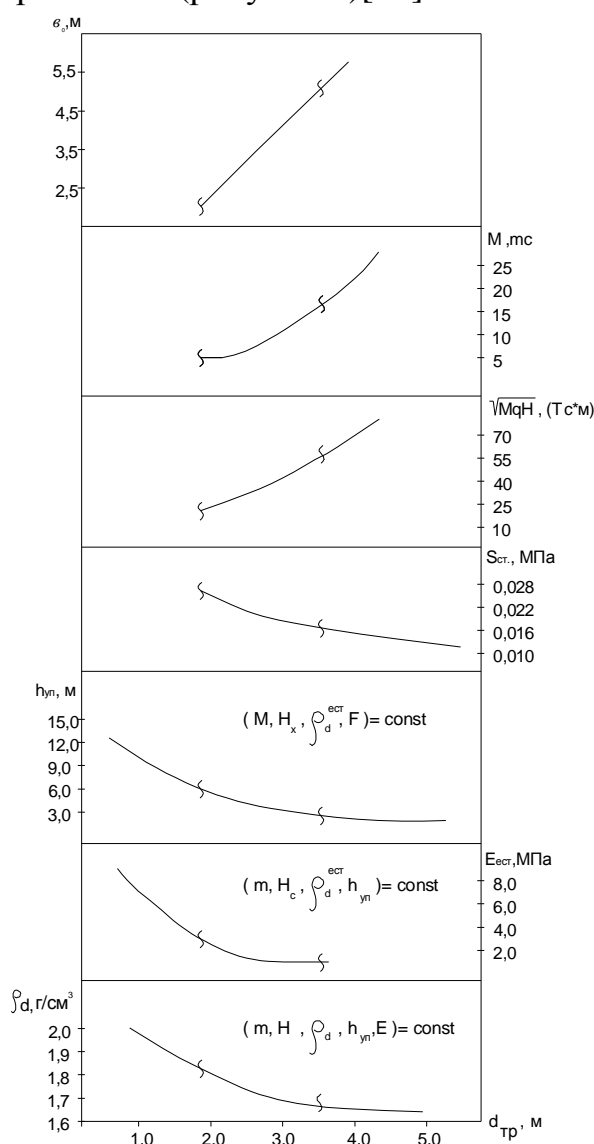
*1 – цилиндрическая емкость заполненная тяжелым бетоном; 2 – криволинейные съемные фланцы уширения; 3 – жесткие элементы крепления; 4 – подъемный крюк*

**Рисунок 2 – Конструктивная схема тяжёлых трамбовок с криволинейной подошвой**

Вместе с тем, как показала практика, даже при оптимальном выборе формы и площади подошвы трамбовки и схемы расположения точек трамбования не всегда удастся обеспечить однородность грунтового массива по плотности.

Оптимальным же вариантом уплотнения грунтов тяжёлыми трамбовками, с технологической точки зрения, для обеспечения максимальной глубины зоны уплотнения с достаточно однородной степенью уплотнения является двухэтапное уплотнение: в начальный период - трамбовками больших диаметров (например, 2.0 м) с выпуклой сферической поверхностью подошвы, а при достижении отказа произвести доуплотнение трамбовками меньшего диаметра (например, 1.2 м) с вогнутой сферической поверхностью подошвы, т.е. обеспечивая поцикличное увеличение контактного давления на уплотняемое грунтовое основание.

Проведенный анализ имеющихся результатов научных исследований и проведенных нами производственно-экспериментальных работ позволили выявить достаточно полную взаимосвязь и определить предпочтительный диапазон требуемых свойств грунтовых оснований и конструктивно-технологических параметров тяжёлых трамбовок (рисунок 3)[12].



$M$  - масса трамбовки;  $h_{уп}$  - мощность уплотняемой зоны;  $v_o$  - расстояния между точками трамбования,  $MgH$  – энергия одиночного удара;  $E_{ест}$  - модуль деформации,  $S_{ст}$  - статическое давление на грунт

Рисунок 3 – График взаимосвязи диаметров трамбовок со свойствами уплотняемых грунтов  $d_{mp} = f(P_d^{mp}, E_{ест})$  и технологическими параметрами  $d_{mp} = j(h_{уп}, S_{ст}, M, H, \sqrt{MgH}, v_o)$

Выявленные взаимосвязности между диаметром ( $d_{mp}$ ) и массой ( $M$ ), исходной влажностью ( $w$ ), глубиной отпечатка ( $h_{omn}$ ), энергией удара ( $\sqrt{MgH}$ ), работой ( $A$ ) и числом ударов ( $n$ ), расстоянием между точками уплотнения ( $l$ ), соотношением плотностей сухого грунта ( $\frac{\rho_d^{фак}}{\rho_d^{mp}}$ ), модулем деформации ( $E_0$ ) позволили определить оптимальный диапазон конструктивно-технологических параметров (таблица 1).

Таблица 1 – Рекомендуемый диапазон конструктивно-технологических параметров уплотнения грунтовых оснований

№№ п/п	Толщина уплотняемого слоя, $H_{yn}$ , м		Массы трамбовки $M$ , т	Диаметр трамбовки, $d_{mp}$ , м	Высота сброса, $H$ , м	Число ударов по одному следу, $n$	Глубина отпечатка, $h_{omn}$ , м
	глинистые грунты	песчаные грунты					
1	2	3	4	5	6	7	8
1	до 2,0	до 2,2	до 2,5	до 1,2	6 – 8	12 – 14	0,6 – 0,8
2	2,0 – 2,5	2,2 – 2,5	2,5 – 3,5	1,2 – 1,6	6 – 8	12 – 14	0,6 – 0,8
3	2,5 – 3,0	2,5 – 3,5	3,5 – 5,5	1,6 – 1,8	6 – 8	12 – 14	0,7 – 0,8
4	3,0 – 4,5	3,5 – 4,8	5,5 – 6,5	1,8 – 2,0	6 – 8	12 – 14	0,8 – 0,9
5	4,5 – 6,0	4,8 – 6,9	6,5 – 10	2,0 – 2,4	8 – 10	10 – 12	0,8 – 0,9
6	> 6,0	> 7,0	10,0 – 15,0	2,4 – 3,5	8 – 10	8 – 10	0,9 – 1,0

Отсюда следует, что выбор оптимального варианта конструктивно-технологических параметров процесса уплотнения грунтовых оснований в сложных инженерно-геологических условиях не возможен без активного использования САПР.

## ВЫВОДЫ.

1. Произвольный выбор конструктивных параметров тяжелых трамбовок и не учет технологических особенностей и закономерностей динамики уплотнения грунтов практически всегда приводит к удорожанию инженерной подготовки строительных площадок и не позволяет достичь требуемого уплотнения грунтовых оснований при относительно приемлемых энергетических затратах.

2. Оптимизация размеров и форм подошвы трамбовок, а соответственно массы, высоты сбрасывания, расстояния между точками уплотнения, технология и организация производства работ требует полного и достоверного учета как инженерно-геологических условий, так и конструктивно – технологических параметров и сопутствующих им факторов.

3. На формирование зоны уплотнения грунта весьма существенное влияние оказывает форма поверхности подошвы трамбовки. Применение трамбовки с криволинейной поверхностью подошвы позволяет получить значительно большую глубину зоны уплотнения, в сравнении с трамбовкой такой же массы, но с плоской подошвой. Глубина уплотнения для трамбовки с плоской подошвой составила

2,5  $d_{mp}$ , для трамбовки со сферической поверхностью подошвы - 3,1  $d_{mp}$ . Соответственно максимальное уширение зоны уплотнения – 3,4  $d_{mp}$  на глубине 1,25  $d_{mp}$  и 2,1  $d_{mp}$  на глубине 1,5  $d_{mp}$ . При этом расстояние между точками уплотнения можно увеличить на 15-22%, а в некоторых случаях и до 30 %.

4. Наибольшей глубины зоны уплотнения при минимизации энергетических затрат можно достичь за счет применения на начальном этапе уплотнения трамбовок больших диаметров (например, 2,0 м) и при достижении отказа произвести доуплотнение трамбовками с меньшим диаметром (например, 1,2 м), т. е. обеспечивая поцикличное увеличение контактного давления на уплотняемое грунтовое основание.

5. Оптимальное проектное решение подготовки оснований в сложных грунтовых условиях требует применения систем автоматизированного проектирования.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

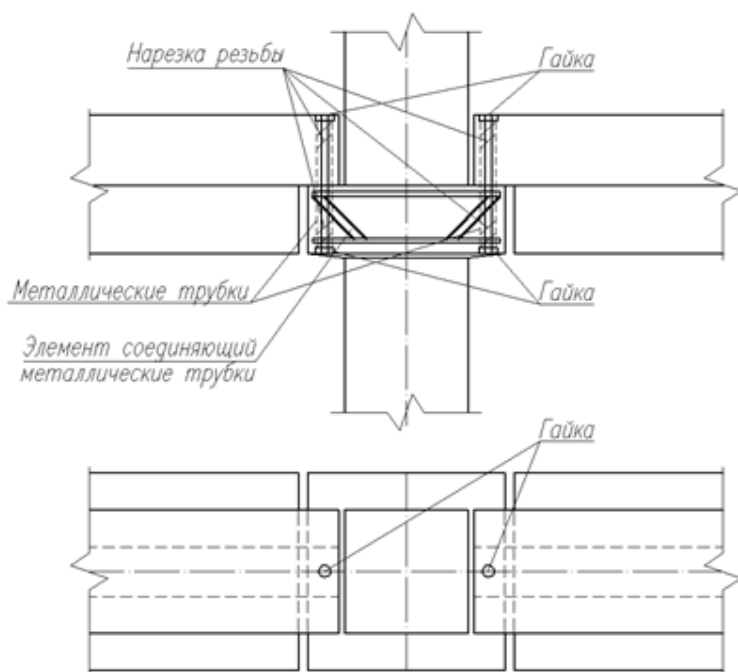
1. Зарецкий, Ю.К. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю.К. Зарецкий, М.Ю. Гарицелов // М.: Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.
2. Швец, В. Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В. Б. Швец // Росстройиздат, 1958 – 162 с.
3. Вуцель, В. И. Интенсивное динамическое уплотнение грунтов / В.И. Вуцель, Ю.К. Зарецкий, М.Ю. Гарицелов // Энергетическое строительство за рубежом, 1983. – № 3, с. 39-43.
4. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура, 2003, № 1, с. 109-110.
5. Пойта, П.С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки / П.С. Пойта // В жур. «Строительство», Минск, 2003, № 1-2, с. 243-247.
6. Пойта, П.С. Определение оптимального расстояния между точками уплотнения грунта тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, А.Н. Тарасевич // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура – 2003. – № 1(19). – С. 111-113.
7. Клебанюк, Д.Н. Особенности процесса распределения давлений и напряжений при уплотнении неоднородных грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, А.Ю. Дроневиц, П.В. Шведовский, П.С. Пойта // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII междунар. науч. – метод. семинара. – Новополоцк, 2012. – Т. II. – С. 239–244.
8. Пойта, П.С. Особенности формирования зоны уплотнения грунтов при уплотнении грунтового основания тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII междунар. науч. – метод. семинара. – Новополоцк, 2012. – Т. II. – С. С. 189–196.
9. Пойта, П.С. Влияние конструктивных параметров и особенностей формы подошвы тяжелых трамбовок на формирование свойств грунтов в зоне уплотнения / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Вес. Брестского гос. техн. ун-та. Сер. строительство и архитектура. – 2013. – № 1. – С. 72–77.
10. Клебанюк, Д.Н. Особенности методики выбора технологических параметров при уплотнении грунтовых оснований тяжёлыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, П.С. Пойта, П.В. // Вес. Брестского гос. техн. ун-та. Сер. строительство и архитектура. – 2013. – № 1. – С. 77–81.
11. Пойта, П.С. Особенности выбора оптимальной схемы размещения точек уплотнения грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк, П.В. Шведовский // Геотехника Беларуси: наука и практика : материалы Междунар. науч. – технич. конференции. – Минск, 2013. – Ч. II. – С. 241–249.
12. Клебанюк, Д.Н. Пути совершенствования конструктивно – технологических параметров процесса уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Геотехника Беларуси: наука и практика : материалы Междунар. науч. – технич. конференции. – Минск, 2013. – Ч. II. – С. 109–120.

## ПРИМЕНЕНИЕ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР) ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТЫКА СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ И КОЛОННЫ В УСЛОВИЯХ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

**Козловский Е.А., ТурА.В., ЩербакС.Б.**

В статье представлено исследование узлов конструкций сборных железобетонных зданий на их живучесть при прогрессирующем обрушении с использованием программного комплекса Femap.

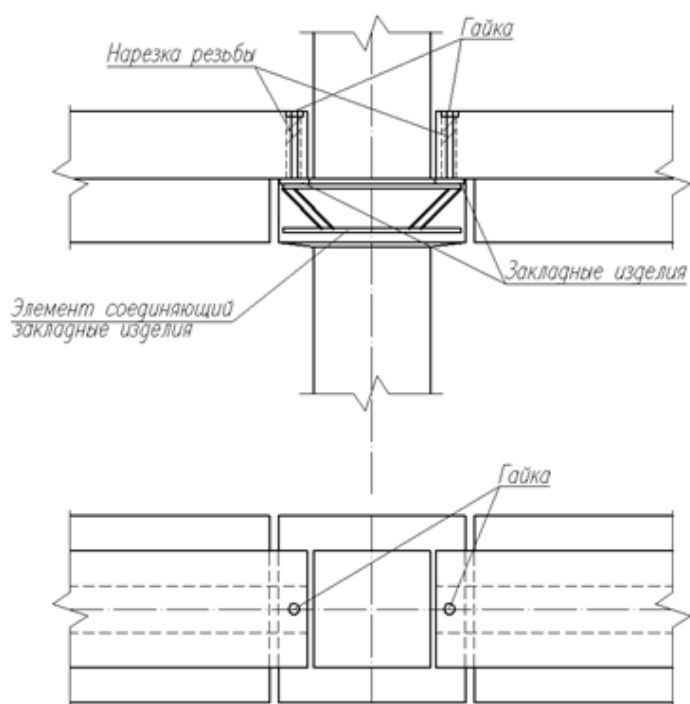
В настоящее время внимание специалистов направлено на разработку методов защиты зданий и сооружений в особых расчетных ситуациях, не предусмотренных нормальными условиями эксплуатации. Особые расчетные ситуации являются результатом реализации аномальных событий (взрывов, пожаров, ударов транспортных средств в элементы здания, террористических и криминальных атак и т.д.), приводящих к развитию так называемого прогрессирующего обрушения. Главным признаком прогрессирующего обрушения принято считать непропорционально большие масштабы результирующего обрушения по отношению к локальному повреждению конструктивного элемента, инициирующего цепную реакцию разрушений конструктивных элементов, не подвергавшихся непосредственно особому воздействию. Стратегии управления рисками прогрессирующего обрушения, представленные в работах отечественных и зарубежных исследователей, включают: 1) ограничение и контроль угроз возникновения особой расчетной ситуации (реализация особого воздействия); 2) ограничение локального сопротивления отдельных элементов, определяемых как ключевые; 3) оценка реакции конструктивной системы на локальное разрушение (оценка живучести).



**Рисунок 1 -Первый вариант узла**

В данной работе проводится исследование и математическое моделирование узлов конструкций сборных железобетонных зданий и анализ их работы в условиях особых воздействий. Исследование ведется на трех ранее разработанных, возможных узла сопряжения сборного железобетонного ригеля и колонны.

Первый вариант узла предусматривает в консоли колонны отверстие, в которое вставляется стержень-связь и фиксируется с помощью гайки и полимербетона. Затем производится монтаж ригеля.



Второй вариант узла представляет собой закладную деталь с гайкой, которая устанавливается в колонну в процессе ее изготовления. Далее на строительной площадке устанавливается стержень-связь, с нарезанной резьбой с обеих сторон, на который затем монтируются ригель и фиксируются гайкой.

Рисунок 2 -Второй вариант узла

Третий вариант представляет собой арматурный стержень, который устанавливаются в колонну в процессе ее изготовления, на который затем монтируются ригель и фиксируются гайкой

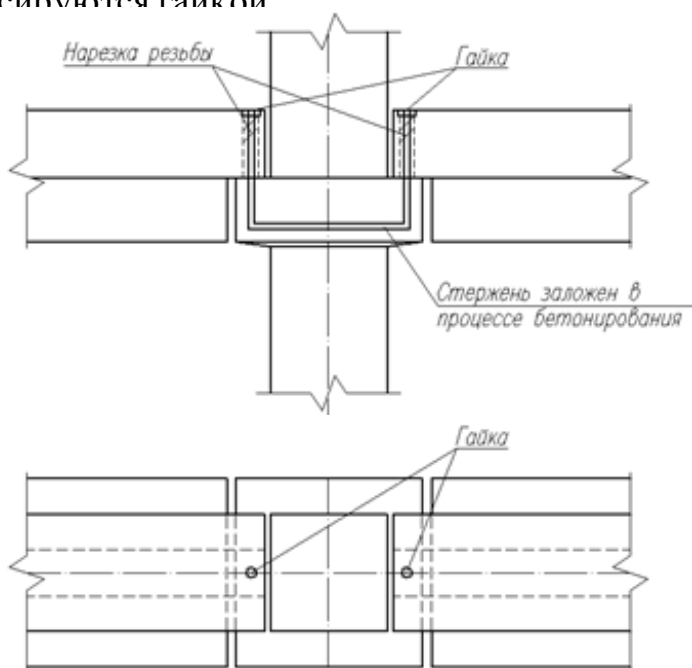
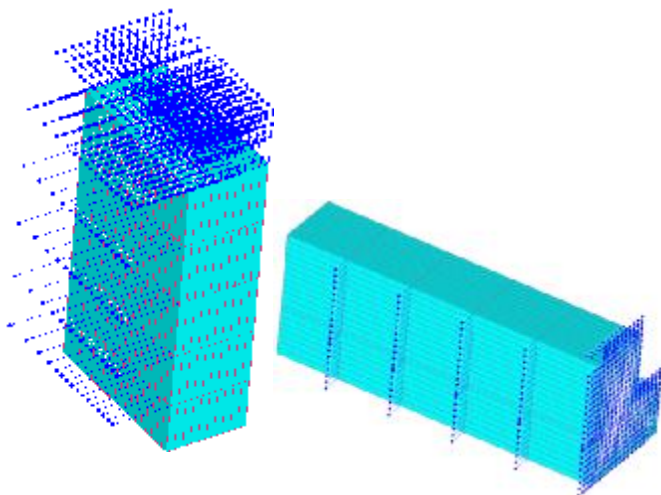
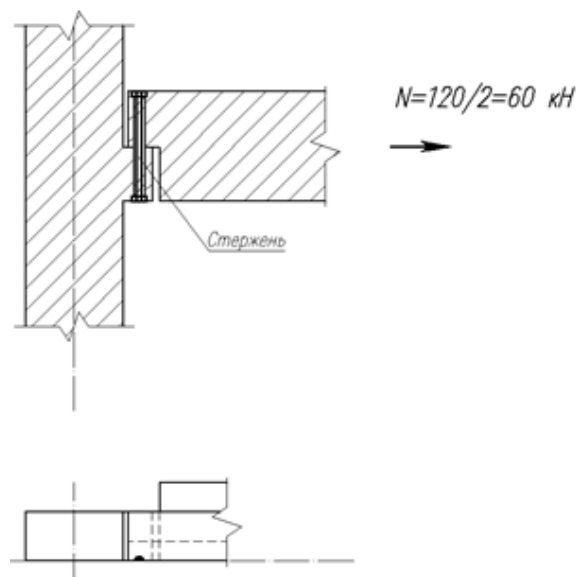


Рисунок 3 -Третий вариант узла

В данном исследовании было произведено математическое моделирование трех узлов стыка сборных железобетонных ригеля и колонны в программном комплексе Femap. Расчет был выполнен без учета физической нелинейности работы материалов, однако была учтена геометрическая нелинейность работы стыка колонны и ригеля. Схема наложения связей и способ приложения нагрузки представлены на рис. 4,5.

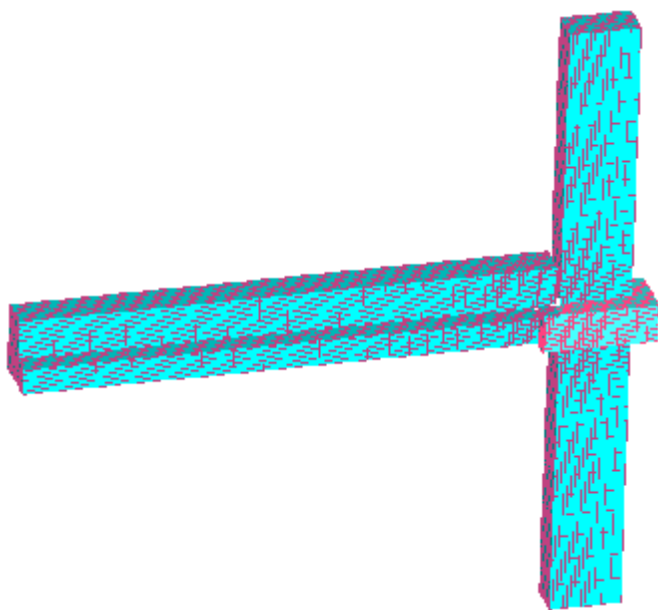


**Рисунок 4 –Схема наложения связей**

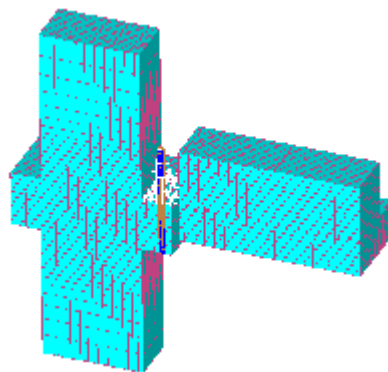
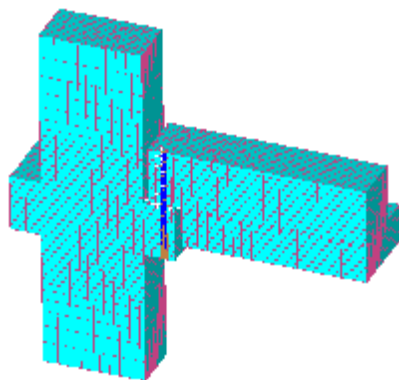


**Рисунок 5 –Схема модели в Femap**

В качестве нагрузок к моделям были приложены нагрузка от собственного веса конструкций ригеля и колонны, нагрузка от собственного веса плит перекрытия и конструкции пола, полезная нагрузка и горизонтальная нагрузка в 12 тонн (120 кН).

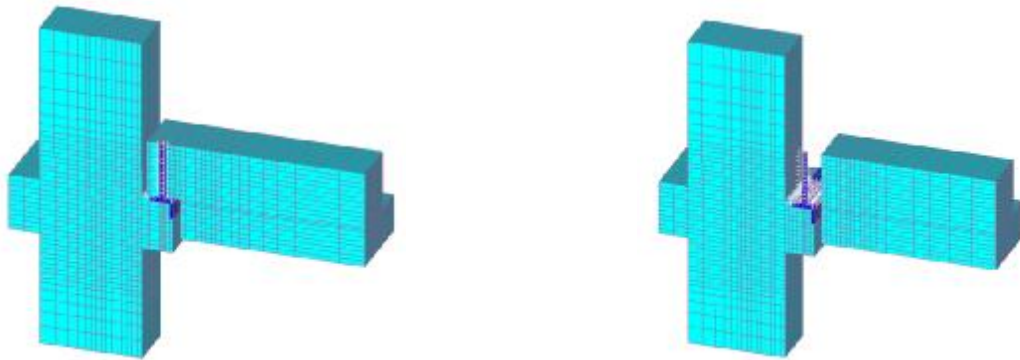


**Рисунок 6 –Конечно-элементная Модель узла стыка**

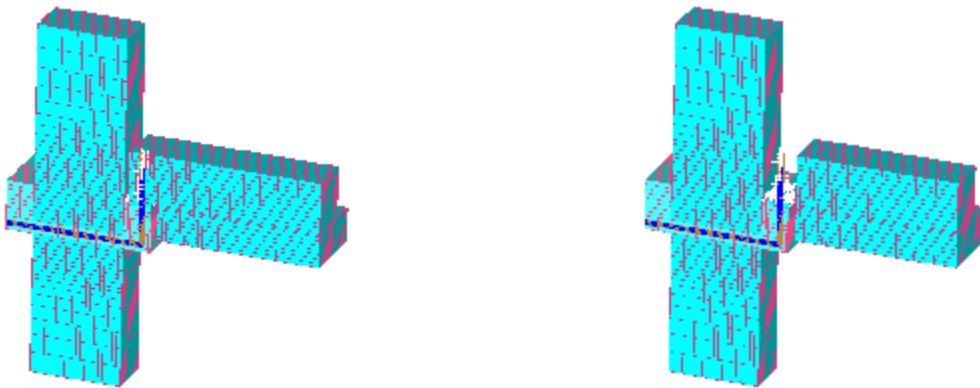


**Рисунок 7 –Конечно-элементная модель первого варианта узла**





**Рисунок 8 –Конечно-элементная модель второго варианта узла**



**Рисунок 9 –Конечно-элементная модель третьего варианта узла**

Ригель, колонна и стержень-связь были замоделированы элементами типа solid. В месте опирания ригеля на колонну были установлены элементы типа GAP, передающие только сжимающие напряжения. В месте стыка стержня-связи и ригеля также были предусмотрены элементы типа GAP, моделирующие только горизонтальную связь между ригелем и колонной, таким образом учитывалась геометрическая нелинейность работы узла.

Анализ данных, полученных в результате исследования, позволяет сформулировать следующие выводы:

1. Для дальнейшего практического исследования следует выбрать второй вариант узла, т.к. его конструкция, согласно полученным данным, позволяет лучше распределять напряжения на консоль колонны.

2. Расчет был выполнен в упругой стадии. Для более корректного анализа, следует выполнить неупругий расчет узла, с заданием нелинейных свойств материалов. Для этого анализа будет использован второй вариант узла стыка.

3. Возможность использования «стержень-связи» в качестве горизонтальной связи в условиях прогрессирующего обрушения подтверждена математическим моделированием, однако должна быть проверена натурными испытаниями узла.

4. Программный комплекс Femap оказался очень удобным для решения такого рода задач, и позволил получить и визуализировать все необходимые данные для дальнейшего исследования.

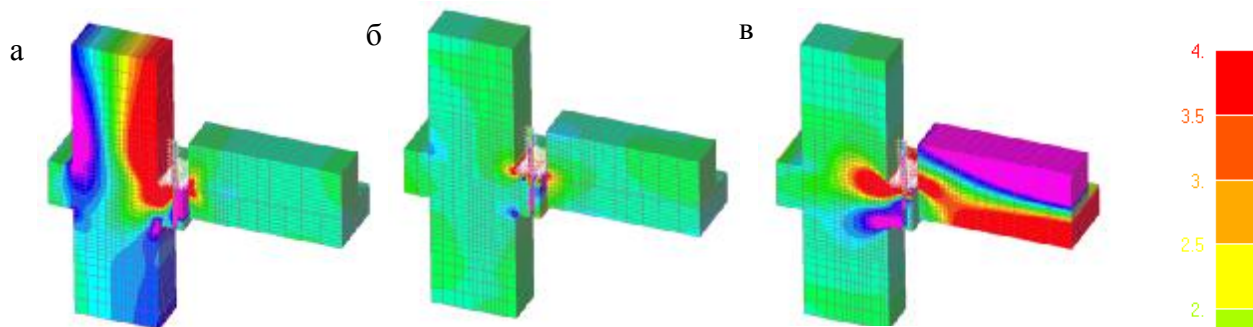


Рисунок 10 –Нормальные напряжения  $\sigma_z$ (а),  $\sigma_v$ (б),  $\sigma_x$ (в)(Iвариант)

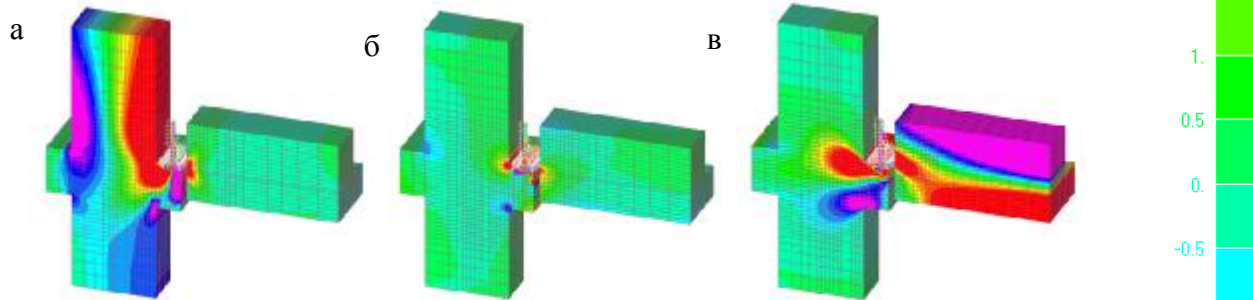


Рисунок 11 –Нормальные напряжения  $\sigma_z$ (а),  $\sigma_v$ (б),  $\sigma_x$ (в)(IIвариант)

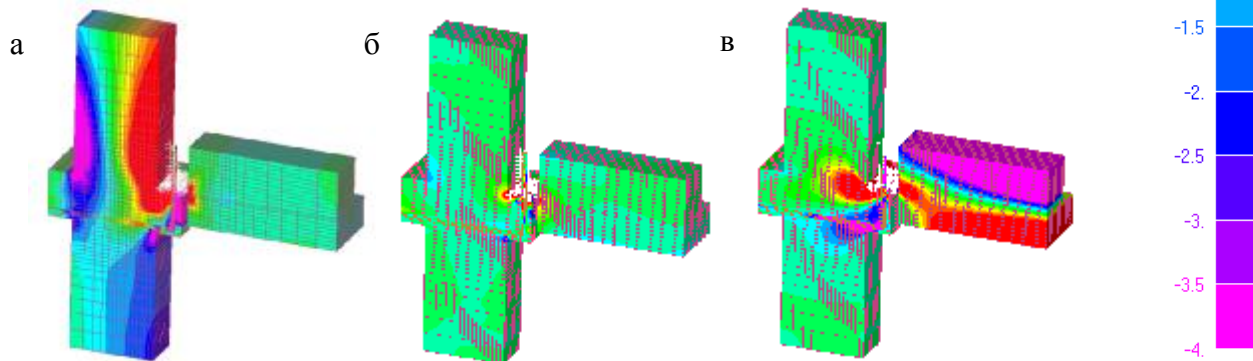


Рисунок 12 –Нормальные напряжения  $\sigma_z$ (а),  $\sigma_v$ (б),  $\sigma_x$ (в)(IIIвариант)

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. –Введ. 01.07.2003. – Минск: Министерство строительства и архитектуры РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ, 2003. – 144 с.
2. Тур А.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки :дис. к-та техн. наук:05.23.01 / А.В. Тур. – Брест., 2012. – 228 с.
3. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования. Учебное пособие/Т.М. Пецольд [и др.]; под ред. Т.М. Пецольда, В.В.Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380с.: ил.
4. FIB. Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice prepared by Task Group 6.2. – 2008 – 360с.

## РАЗРАБОТКА И ПРОВЕРКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЁННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ SCAD OFFICE 11.5

Курлапов Д.В., Дудурич Б.Б., Прокофьев В.Е., Шок П.В.

**Введение.** На основе проведения анализа современных требований к архитектурно-планировочным решениям промышленных и гражданских объектов просматривается необходимость реализации сетки колонн большого шага, и, соответственно, перекрытий и покрытий большого пролета. При этом существенно возрастает материалоемкость их производства и повышается габариты конструкций, что требует или снижения высоты этажа, или повышения высотных отметок зданий и сооружений. Это ведет к удорожанию производства конструкций, вертикального транспорта, а также повышению затрат на обогрев и кондиционирование. Эффективные проекты должны реализовываться на основе инноваций, обеспечивающих простоту, удобство и экономичность строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Для воплощения в жизнь данных потребностей, наиболее приемлемым является возведение монолитных железобетонных зданий с безбалочными перекрытиями. Это обусловлено тем, что данное решение обеспечивает возможность строительства с любой конфигурацией в плане и с различными объемно-планировочными решениями.

Эффективным способом снижения габаритов, материалоемкости и стоимости, а также повышения эксплуатационных характеристик монолитных безбалочных перекрытий зданий является использование в них предварительно напряженной канатной арматуры без сцепления с бетоном.

Одной из главных проблем при проектировании таких монолитных железобетонных конструкций является грамотный расчет, учитывающий все возможные потери предварительного натяжения, а также перераспределение усилий в конструкции плит перекрытия.

В данной статье приводятся два проверенных на практике метода задания предварительного напряжения в программном комплексе SCAD Office 11.5 (рассмотрено условное здание с использованием предварительно напряженной арматуры без сцепления с бетоном, в конструкции плит перекрытия; сформирована математическая модель рассматриваемой конструкции, выполнен расчёт и анализ его результатов). Инструментом исследования стал метод конечных элементов (МКЭ/ФЕМ) [1].

Основное достоинство метода конечных элементов состоит в возможности использования простых координатных функций, удовлетворяющих не слишком обременительным ограничениям. Обычно, удовлетворительная точность, как по перемещениям, так и по напряжениям получается, если размеры элементов в 10...20 раз меньше характерного размера рассматриваемой детали (конструкции, сооружения, тела).

Благодаря высокой приспособленности МКЭ к возможностям современных ЭВМ в настоящее время существует множество самых различных по своей направленности и по своим возможностям вычислительных комплексов, реализующих

метод конечных элементов. Из числа таких программных продуктов, используемых при выполнении расчетов, сопровождающих строительное проектирование, отметим ANSYS, COSMOS/M, Лира-Windows, SCAD, STAAD Pro, FEM models, PLAXIS, Robot Millennium [2].

ANSYS - самая распространенная в мире, многофункциональная система конечно-элементных расчетов. Включает в себя модули расчетов прочности и динамики, температурных полей, гидрогазодинамики, электростатики, электромагнетизма, оптимизации, вероятностных расчетов, высоко-нелинейных расчетов по явной схеме интегрирования и другие.

COSMOS/M - дает пользователю возможность создавать геометрический образ рассчитываемой модели, насыщать ее элементами, оперативно вносить необходимые изменения, выполнять требуемые виды расчетов, просматривать, рисовать на экране и печатать результаты.

Лира-Windows - данный программный комплекс предназначен для численного исследования прочности и устойчивости конструкций, а также для автоматизированного выполнения ряда процессов конструирования.

STAAD.Pro - программа, предназначенная для расчета и проектирования строительных конструкций. Данная программа представляет собой полностью интегрированный комплекс для расчета, анализа и проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений.

PLAXIS - расчетный комплекс, состоящий из набора прикладных вычислительных программ для конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение» в условиях плоской и осесимметричной задач.

FEM models - это расчетный инструмент XXI века для сложных строительных расчетов методом конечных элементов. Он содержит модели, описывающие работу надземных конструкций здания и сложную нелинейную работу грунта.

ПК Robot Millennium - представляет собой единую систему, объединяющую в одном уникальном комплексе все этапы проектирования конструкций – от создания расчетной схемы до реализации отчетов и чертежей.

SCAD Office - программный комплекс нового поколения - позволяет проводить расчет и проектирование стальных и железобетонных конструкций. В состав комплекса входят универсальная программа конечно-элементного анализа SCAD, а также ряд функционально независимых проектно-расчетных и вспомогательных программ. Программа SCAD предназначена для расчета сооружения в целом, в отличие от вышеназванных проектно-расчетных систем, ориентированных на выполнение детальных проверочных расчетов несущих строительных конструкций (отдельных балок, колонн, плит) в соответствии с действующими нормами [3].

Для выполнения расчетов выбран именно SCAD Office, из-за своей доступности, широты распространения, соответствия СП и ГОСТ.

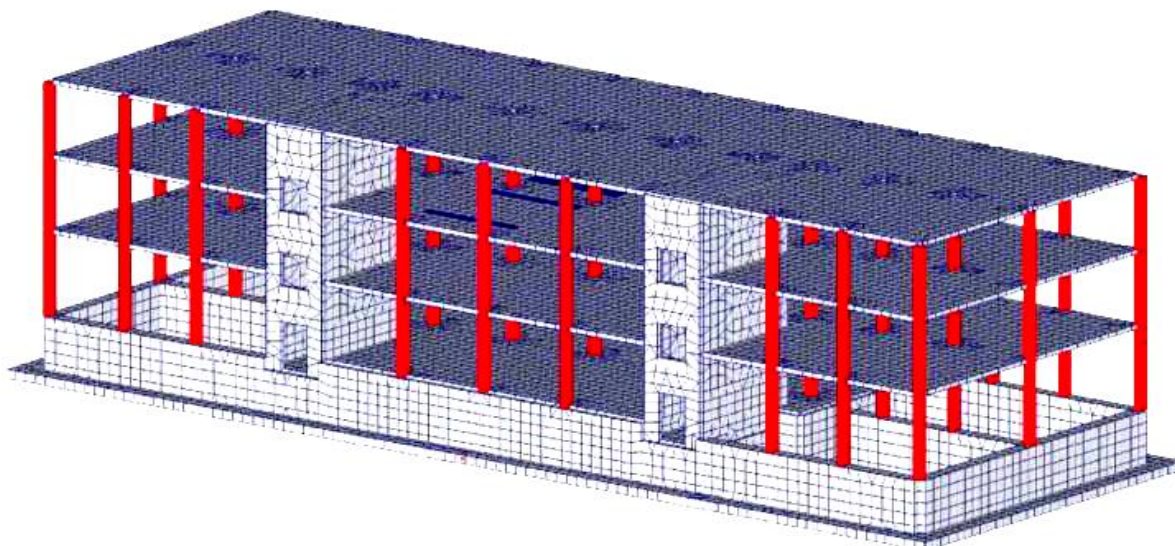
SCAD Office соответствует требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 9126-93 «Информационная технология. Оценка программной продукции. Характеристики качества и руководства по их применению», ГОСТ 28195-89 «Оценка качества программных средств. Общие положения», ГОСТ Р ИСО 9127-94 «Системы обработки информации. Документация пользователя и информация на упаковке для потребительских программных пакетов», а также рекомендациям РД 50-34.698-90 «Методические указания. Информационная технология. Ком-

плекс стандартов и руководящих документов на автоматизированные системы. Автоматизированные системы. Требования к содержанию документов». Соответствие СНиП (СП) подтверждено сертификатом Госстроя РФ и Федеральным надзором России по ядерной и радиационной безопасности.

**За основу принят метод расчёта по предельным состояниям.** В соответствии с ним установлены две группы:

- первая – по несущей способности;
- вторая – по пригодности к нормальной эксплуатации.

Была сформирована расчётная модель, представляющая собой здание, имеющее в плане прямоугольную форму, размеры 42,6 x 14,0 м, высота 12,4 м в верхней точке. Здание включает подвальный этаж высотой 2,44 м и 3 этажа высотой 3,3 м. В качестве основной несущей системы принят монолитный железобетонный остов, состоящий из несущих стен, колонн, и перекрытий, жестко сопряженных между собой и образующих единую пространственную конструкцию. Здание имеет 2 ядра жесткости, вокруг лестничных клеток. Толщина перекрытий подвала принята 220 мм.



**Рисунок 1 – Общий вид расчётной модели**

В качестве основного материала взят тяжелый бетон класса В25, W4, F100. Арматурная сталь принята проектом согласно главе 5.2 СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» для классов А400 (АIII) (сталь марки 25Г2С, ГОСТ 5781-82\* «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия»), А240 (АI) (сталь марки СтЗспЗ).

Для преднапряжения используется 7-ми проволочная канатная арматура диаметра 15,7мм, площадью сечения 155мм<sup>2</sup>, из стали st.1860 Н/мм<sup>2</sup> по prEN 10138-1 или документации производителя (см. табл. 1). Анкерные устройства могут изготавливаться из стали или чугуна и должны обеспечивать надежную фиксацию напрягаемого каната, а также отсутствие смятия бетона под опорной поверхностью. Наиболее удобно использование моноанкеров – анкеров, предназначенных для фиксации одного каната. Данные приспособления наиболее просты в установке и позволяют использовать легкое оборудование для натяжения.

Таблица 1 – Канаты принятые для натяжения

Марка стали	$A_{sp}$	$0,8f_{pk}$	$0,9f_{p0.1k}$	$\sigma_{0,max}$	$P \leq \sigma_{0,max} \times A_{sp}$	Перетяжка
1860/1640	155 мм <sup>2</sup>	1488МПа	1476МПа	1476МПа	221,4 кН	1558МПа/ 233,7 кН

Нагрузки и воздействия на здание определены согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Общие положения. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*». В расчётном комплексе SCAD прикладываются полные расчётные нагрузки. С помощью комбинации загружений и модуля РСУ учитывается система коэффициентов для расчета по I и II группам ПС.

Наименования принятых нагрузок представлены в табл. 2.

Нагрузки от ветра определялись с помощью подпрограммы ВЕСТ. Ветровой район – II. Тип местности В (городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м). Усилы прикладываются к балкам фиктивной жесткости в уровне плит перекрытий и покрытия. Значения прикладываемых усилий отражены в табл. 3.

Основной задачей исследования является разработка концепции и построение конечно-элементной модели постнапряженного монолитного перекрытия (ПК SCAD), адекватно описывающей физическую сущность перекрытия[4].

Таблица 2 – Нагрузки и воздействия

Тип нагрузки	$P_n$	$\gamma_f$	$P$	К <sub>длит</sub>	К1
<b>Постоянные:</b>					
собственный вес несущих конструкций	SCAD*	1,1	SCAD*	-	1
собственный вес ограждающих конструкций	910 кг/пм	1,2	1090 кг/пм	-	1
собственный вес лестничных маршей	555 кг/пм	1,1	610 кг/пм	-	1
собственный вес кровли	472	1,2	573	-	1
собственный вес полов	147	1,2	182	-	1
собственный вес парапета	610 кг/пм	1,2	730 кг/пм	-	1
давление грунта на стены подвала**	1740z	1,15	2000z	-	1
<b>Временные длительного действия:</b>					
собственный вес временных перегородок	50	1,3	70	-	0,95
<b>Временные кратковременные:</b>					
полная	150	1,3	195	0,35	0,9
снеговая	26	1,4	180	0,5	0,9
снеговой мешок	156	1,4	223	0,5	0,9
ветровая	ВЕСТ*	1,4	ВЕСТ*	0	±0,9

**примечание:** SCAD\* нагрузка определяется программным комплексом автоматически;

\*\* значение давления грунта на стены подвала определено для грунта обратной засыпки (песка средней крупности с уплотнением до  $K = 0,95$ ,  $\phi I = 320$ ,  $cI = 0$ ).

где:  $P_n$  – нормативное значение нагрузки, кгс/м<sup>2</sup> (кроме оговоренных);

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$P$  – расчетное значение нагрузки, кгс/м<sup>2</sup> (кроме оговоренных);

К<sub>длит</sub> – коэффициент перехода от полных значений кратковременной нагрузки к пониженным значениям временной нагрузки длительного действия (доля длительности);

К1 – коэффициенты для комбинации №1, определяющие расчетные значения нагрузок с учетом понижающих коэффициентов сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок (для расчетов по I группе ПС);

z – глубина приложения нагрузки, м.

Таблица 3 – Значения прикладываемых усилий

Высота, м	Наветренная поверхность*, кгс/пм	Подветренная поверхность*, кгс/пм
4,4	0,103	-0,079
7,7	0,066	-0,05
11	0,06	-0,045

При проектировании подобных конструкций основополагающим является определение усилий отпора каната (эффект вывешивания), который определяется в зависимости от пролета, величины усилия натяжения в канате и формы его раскладки. В дальнейшем эффект вывешивания, прикладывается к перекрытию как внешняя нагрузка.

Прочность преднапряженных железобетонных конструкций не зависит от величин предварительного напряжения арматуры. Поэтому их расчет на прочность ничем не отличается от расчета на прочность железобетонных конструкций без предварительного напряжения, а силы обжатия являются внешними силами наряду с внешней полезной нагрузкой.

При проектировании таких конструкций с системой напряжения без сцепления с бетоном следует руководствоваться следующим принципом: преднапряженная арматура передает усилия на бетон не по всей длине, а только в местах анкерования на торцах перекрытия, а также в местах перегиба канатов. Соответственно, преднапряжение должно быть принято в расчете как приложенные к конструкции внешние силы. Силы, возникающие в местах перегиба канатов, зависят, в первую очередь, от их геометрии и усилий в них.

При раскладке каната в перекрытии его геометрия описывается выражением  $y(x)$ . Соответственно, угол наклона в точке относительно оси конструкции описывается как  $y'(x)$ , а возникающая в этой точке сила –  $y''(x)$ . Во время расчета полученные, в зависимости от геометрии каната, силы прикладываются к расчетной схеме, и статический расчет производится традиционным образом.

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Различают первые потери предварительного напряжения в канате, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона, и вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

**Численный анализ.** При начальном натяжении на бетон с учётом перетяжки равном 230 кН:

I-е потери:

1. Потери предварительного напряжения за счет трения напрягаемой арматуры. Для вычисления данных потерь использована формула Eurocode-2, что не противоречит СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\*»:

$$\Delta P = P_0(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (1)$$

где: -  $e$  – основание натуральных логарифмов;

-  $\mu$  – коэффициент трения, как правило, для монострендов = 0.06;

-  $\theta$  – сумма углов отклонения каната;

-  $k$  – коэффициент «вихляния» каната, как правило, для моноанкеров равный  $0,9 \times 10^{-2} \text{ м}^{-1}$ ;

-  $x$  – расстояние от точки натяжения до сечения, для которого определяются потери.

$$\Delta P = 230 \times (1 - 2,71 - 0,06 \times (4,75 + 0,009 \times 7)) = 57,689 \text{ кН}$$

В отличие от систем со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, для систем без сцепления усилие преднапряжения в канате со временем «уравновешивается» на уровне:

$$P = \frac{P_0 + (P_0 - \Delta P)}{2} \quad (2)$$

$$P = (230 + (230 - 57,689)) / 2 = 201,155 \text{ кН}$$

2. Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания цанг.

При передаче усилия с домкрата на анкер происходит проскальзывание цанги. Величина его нормируется производителями системы преднапряжения и составляет, как правило, бмм. Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания цанги могут быть приближенно вычислены по формуле СП 35.13330.2011:

$$\Delta P = \frac{\Delta l}{l} E A_{sp} \quad (3)$$

где:

- $\Delta l$  - величина проскальзывания;
- $l$  - длина каната.

$$\Delta P = (0,006 / 14,2) \times 2000 \times 150 = 126,76 \text{ кгс} = 1,2431 \text{ кН}$$

$$P = 201,155 - 1,2431 = 199,9119 \text{ кН}$$

3. Потери предварительного напряжения в ранее натянутых канатах, после натяжения последующих. Данный вид потерь может быть вычислен с применением МКЭ программ на основании упругого сокращения конструкции после натяжения канатов, но, как правило, для конструкций гражданских зданий этот вид потерь пренебрежительно мал.

II-потери:

1. Потери предварительного напряжения за счет усадки бетона. Данный вид потерь может быть вычислен в соответствии с требованиями Eurocode-2 (СП 35.13330.2011) и составляет 2% от исходного натяжения

$$\Delta P = 230 \times 0,02 = 4,6 \text{ кН};$$

2. Потери предварительного напряжения за счет ползучести бетона. Данный вид потерь может быть вычислен в соответствии с требованиями Eurocode-2 (СП 35.13330.2011) и составляет 1,5 % от исходного натяжения

$$\Delta P = 230 \times 0,015 = 3,45 \text{ кН};$$

3. Потери предварительного напряжения за счет релаксации напрягаемой арматуры. Данный вид потерь может быть вычислен в соответствии с требованиями Eurocode-2 и составляет 8 % от исходного натяжения:

$$\Delta P = 230 \times 0,08 = 18,4 \text{ кН};$$

Натяжение канатов с учётом всех потерь составляет:

$$P_{i,II} = 201,155 - 4,6 - 3,45 - 18,4 = 173,4378 \text{ кН}$$

Для дальнейших расчётов принимаем натяжение равное, с учётом всех потерь, 170 кН (17 тонн).

Усилие напряжения канатов задаётся двумя экспериментальными способами: с помощью температурных напряжений; приложением сосредоточенных нагрузок в месте расположения анкера.



При первом способе задания предварительного напряжения канат задаётся стержнем, температура которого уменьшается на величину, достаточную, для возникновения в нём напряжений равных 170 кН. Для этого воспользуемся формулами (4) и (5).

$$\Delta t = \varepsilon_0 \alpha \quad (4)$$

$$\varepsilon_0 = \sigma_0 E_p \quad (5)$$

где: -  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения арматурной стали;  
 -  $\sigma_0$  – натяжение арматурных канатов;  
 -  $E_p$  – модуль упругости стали.

$$\varepsilon_0 = 1702 \times 105 = 0,000851;$$

$$\Delta t = 0,000851 \times 0,000012 = 70,91^\circ\text{C}.$$

При втором способе задания предварительного напряжения, сжимающие усилия равные 170 кН прикладываются напрямую к грани плиты, в точках установки анкеров.

Расчет преднапряженной системы без сцепления конструкции моделируется путем приложения к расчетной схеме внешних сил в соответствии с геометрией раскладки каната. При параболической раскладке каната (так называемой «по эпюре моментов») необходимо учитывать силы приложенные в местах анкеровки и силы вызванные отпором каната в местах перегибов. Все внешние силы от преднапряжения сводятся к горизонтальной силе на анкере  $R_x$ , и отпору каната  $Q$ . Величина отпора в точке зависит от кривизны каната в этой точке и выражается как  $y''(x) * P$ , где  $y''(x)$  - вторая производная от геометрии каната и первая производная от кривизны. Для плиты геометрия раскладки каната зависит от эксцентриситета (высоты плиты) и центра тяжести сечения в котором осуществляется анкеровка.

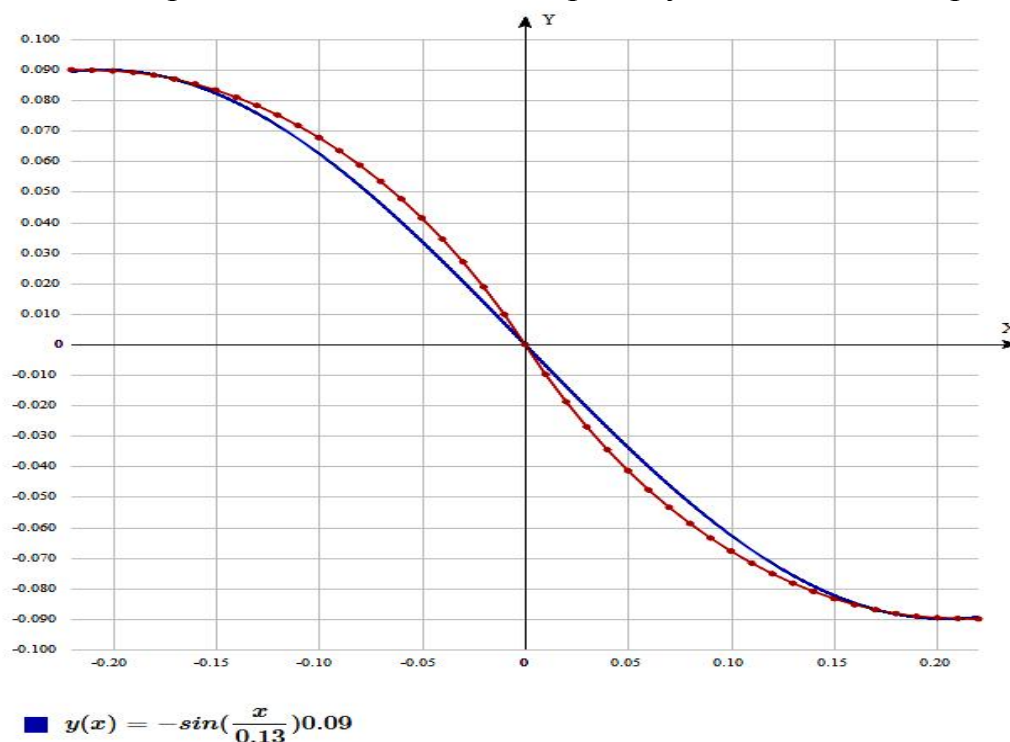


Рисунок 2 – Подбор функции

После выявления точной геометрии раскладки каната, строится график, описывающий положение каната в каждой точке. Далее, при помощи ЭВМ, получена функция, совпадающая с графиком, описывающим геометрию каната, с наименьшими погрешностями (см. рис. 2).

После двойного дифференцирования, получили производную второго порядка, описывающую кривую изменения отпора каната.

$$y''(x)=5.32544\sin (7.69231x) \quad (6)$$

Используя формулу отпора (7), и задаваясь остаточной величиной натяжения канатов в 170 кН, получаем величину отпора каната в каждой характерной точке.

$$Q=y''(x)*P \quad (7)$$

Таблица 4 – Координаты функции и величина отпора

Координаты функции $y=5.32544 \sin (7.69231 x)$		Величина отпора, кН
X	Y	
0,25	5	850
0,2	5,32	904,4
0,15	4,87	827,9
0,1	3,7	629
0,05	2	340
0	0	0
-0,05	-2	-340
-0,1	-3,7	-629
-0,15	-4,87	-827,9
-0,2	-5,32	-904,4
-0,25	-5	-850

Отпор в программном комплексе задаётся при помощи распределённой нагрузки. В случае данной расчётной модели отпор задан в виде двух трапециевидных нагрузок на элементы шириной 100 мм. На первом участке отпор изменяется с величины 904 кН до величины 629 кН, на втором участке от величины 629 кН до 0 кН.

По результатам расчёта оба метода задания предварительного напряжения без сцепления с бетоном оказались жизнеспособными. Это обуславливается тем, что две, полученные разными способами, экспериментальные модели постнапряжённого перекрытия в результате расчётов по I группе предельных состояний, дают схожие результаты с расхождениями не превышающими погрешность.

**Заключение.** Основным результатом произведённых расчётов, является созданная концепция построения конечно-элементной модели постнапряжённого монолитного перекрытия (ПК SCAD), адекватно описывающей физическую сущность перекрытия.

Предлагаемая методика расчёта и конструирования базируется на результатах проведенных исследований и состоит из последовательности следующих действий:

- создаётся модель здания по стандартному решению SCAD;

- определяется величина предварительного натяжения канатов;
- определяются величины потерь предварительного напряжения в канатах;
- определяется величина отпора канатов в местах перегибов;
- в первичной модели задаются канаты, обычными стержнями, закреплёнными на торцах плит;
- к модели добавляются усилия отпора, а также нагрузки предварительного напряжения (температурной деформацией либо сосредоточенной узловой нагрузкой);
- выполняется расчёт методом конечных элементов, формируются РСУ;
- определяется необходимое армирование плит перекрытия;
- с помощью РСУ в подпрограммах рассчитываются отдельные элементы конструкции.

### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Курлапов Д.В., Тюкаев В.В. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для курсантов и студентов – СПб.: ВИ(ИТ) ВАМТО, 2015. – С. 191–202.
2. Демичев Д.С., Иванов А.Д. Численное моделирование сооружений из монолитного железобетона для обеспечения качества проектирования// Молодые учёные – промышленности Северо-западного региона: Материалы семинаров политехнического симпозиума. Декабрь 2004 года. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2004.
3. Портаев Д.В. Опыт расчета монолитных преднапряженных конструкций в программном комплексе SCAD с использованием метода эквивалентных загрузений. - М.: МГУ, 2012 г.
4. Курлапов Д.В., Терещенко Р.В., Волос И.Н. Сравнительный анализ результатов инженерного расчета с расчетом в программном комплексе SCAD OFFICE // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций / Материалы XVIII научно-методической конференции ВИТУ (13 марта 2014 года). ВИ(ИТ) ВА МТО (ВИТУ) – СПб., 2014. – С. 160–165.

## ПРОБЛЕМЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПАНЕЛЕЙ С СОТОВЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ

Ладных И.А.

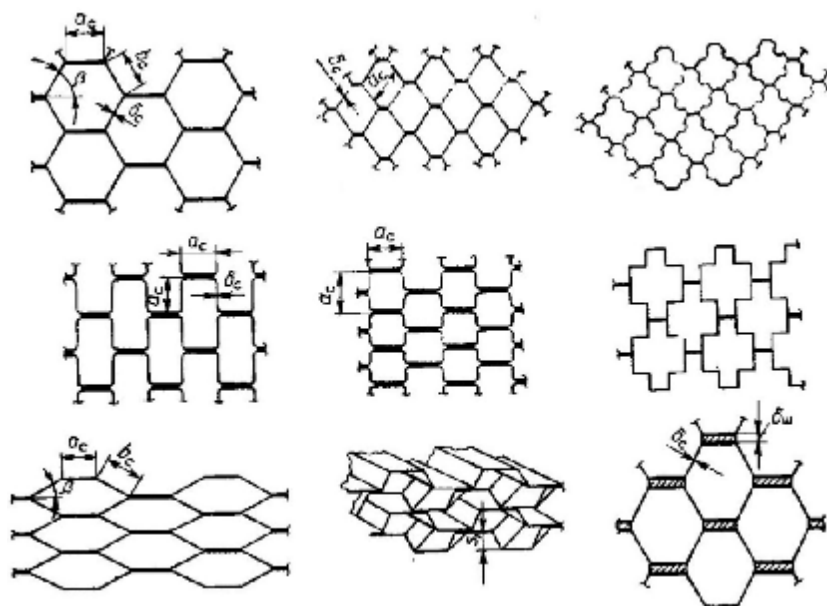
**Введение.** В данной статье будут рассмотрены проблемы моделирования трехслойных сотовых панелей из фанеры. Ячейки сот представляют собой треугольник в основании, выполненный из фанеры.

Извечными проблемами для ученых в области строительства были и остаются вопросы связанные с разработкой и изготовлением оптимальных конструкций. Под понятием «оптимальная конструкция» подразумевается такая конструкция, на изготовление которой затрачивается мало материала и трудозатрат, но при этом несущая способность будет выше, чем аналога.

Согласно теоретическим предпосылкам теории сопротивления материалов, такой конструкцией может являться трехслойная панель с сотовым наполнителем.

Впервые трехслойная конструкция была применена в 1845 году английским инженером Р.Штефансоном при строительстве железнодорожного моста. В середине 40-х годов прошлого века такие конструкции начали активно применяться в авиастроении. Благодаря работам В.А.Иванова и Б.Е.Шунгского[1]

сотовые панели нашли применение в строительстве. Основным типом ячейки сот является шестиугольник в основании. Также существуют и другие типы ячеек, представленные на рисунке 1.

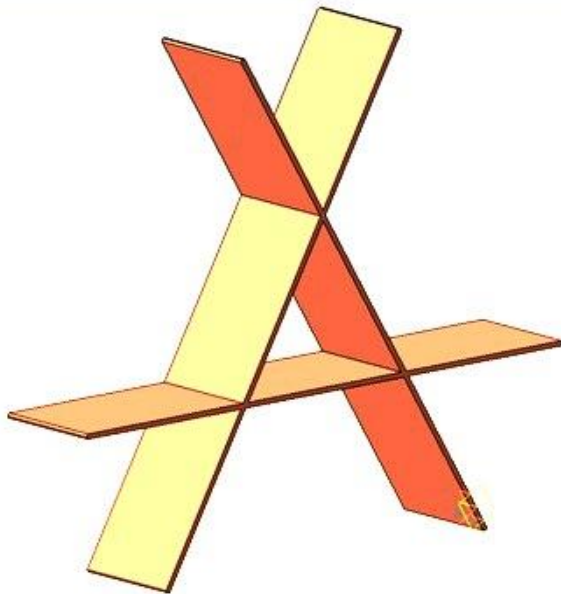


**Рисунок 1 – Примеры  
различных сотовых  
заполнителей**

Однако такие формы ячеек имеют следующие недостатки:

1. сложность изготовления;
2. передача усилий от слоя к слою обеспечивается точечным контактом. Возможна потеря местной устойчивости гофрированного элемента от вертикальных нагрузок;
3. не симметричные сосредоточенные нагрузки в вертикальной плоскости вызывают неравномерную деформацию конструкции и потерю формы;
4. сложность определения механических характеристик.

В данной статье будет рассмотрен треугольный тип ячейки, который будет входит в состав трехслойной фанерной панели заводского изготовления для последующего применения в строительстве. Панель с треугольной сотой обладает максимальной несущей способностью, повышенной формоустойчивостью при минимальном расходе материала, с возможностью увеличения звукоизолирующей и теплоизолирующей способности, повышенной живучестью,

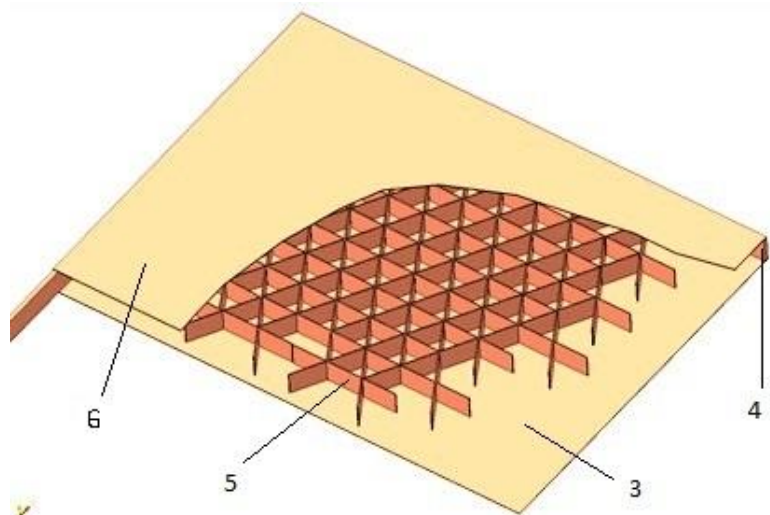


пригодностью для восприятия нагрузок в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Данные преимущества достигаются за счет применения единичных элементов геометрически неизменяемой регулярной структуры. Внешний вид элемента сотового заполнителя представлен на рисунке 2.

**Рисунок 2 – Общий вид одного элемента сотового заполнителя**

На рисунке 3 представлен внешний вид трехслойной панели. Крепление внешней и внутренней обшивки к сотовому заполнителю осуществляется при помощи клея, согласно общепринятой технологии изготовления клеедеревянных конструкций. По периметру с внешней стороны панели обвязка может иметь дополнительные элементы для осуществления соединения (примыкания) аналогичных панелей по горизонтали, по вертикали и под углом.

**Рисунок 3 – Внешний вид панели (3 – внешняя обшивка; 4 – обвязочный брус; 5 – сотовый заполнитель; 6 – внутренняя обшивка)**



Следует отметить, что к настоящему времени широко исследованы и представлена обширная теория расчета сотовых конструкций с шестиугольной ячейкой в основании. Большой вклад в исследования прочности и устойчивости трехслойных пластин и оболочек внесли советские ученые А.Я.Александров [2], Д.Э.Брюккер, Л.М.Куршин, А.И. Ендогур[3] и другие. В области строительных сотовпластов огромный вклад внесли такие ученые как Б.Е.Шунгский, В.А. Иванов, В.Е.Берсудский [4].

Однако до настоящего времени нет определенной теории расчета для сот с треугольной ячейкой. Многие параметры для теоретического расчета необходимо определять экспериментально [5], в частности приведенный модуль сдвига.

В предварительных расчетах панелей экспериментальные исследования можно в каком-то приближении заменить математическим моделированием. Основные проблемы, которые в данном случае появляются:

1. выбор типа взаимодействия в местах примыкания элементов сот;
2. учет податливости проклейки узловсопряжения элементов сот;
3. выбор типа контактноговзаимодействия между сотовым наполнителем и обшивками;
4. определение механических характеристик контактного взаимодействия между сотовым наполнителем и обшивками;
5. точность моделирования узла сопряжения фанерных элементов при образовании единичного элемента сот.

**Заключение.** Трехслойные панели с сотовым наполнителем в виде треугольных ячеек имеют ряд преимуществ перед панелями с другими типами ячеек. Но при этом они обладают рядом недостатков: сложность в проведении математического моделирования и численного расчета в связи с недостаточной изученностью треугольной формы сотового наполнителя. При решении данных проблем (путем разработки математических моделей и методов их расчета с последующей верификацией по результатам натурных испытаний) станет возможным внедрение трехслойных сотовых панелей с ячейкой-сотой в виде треугольника в строительную отрасль как новый тип конструкции.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Шунгский, Б.Е. Строительные конструкции с сотовыми наполнителями. – М.:Стройиздат, 1977. 113 с.
2. Александров, А.Я., Трофимова, Э.П. Определение приведенных упругих параметров сотовых наполнителей // Сб. Вопросы расчета элементов авиационных конструкций. Вып.2 – М.: Оборонгиз, 1959. С. 3-26.
3. Енгдогур, А.И., ВайнбергМ.В., Иерусалимский К.М. Сотовые конструкции выбор параметров и проектирование. – М.:Машиностроение, 1986. – 200 с.
4. Берсудский, В.Е., Крысин, В.Н., Лесных, С.И. Производство слоистых конструкций. – М.: Машиностроение, 1975. – 296 с.
5. Гофин, М.Я., Иванов, А.А. Механика сотовых конструкций: справочник в 2 томах. – М.: ТФ «Мир», 2012. – 2 т.

## МИКРОМЕХАНИЧЕСКИЙ АЛГОРИТМ ДЛЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА

Леонович С.Н., Сидорова А.И.

Применение систем автоматизированного проектирования (САПР) для моделирования прочности конструкционного бетона позволяет значительно сократить затраты на испытания и натурное моделирование, уменьшить сроки проектирования и снизить трудоемкость проектных работ, повысить качество и уровень результатов работы. На протяжении нескольких десятилетий интенсивно изучается проблема моделирования материалов методами микромеханики, используя теорию механики сплошных сред и многошкальную теорию гомогенизации. Использование математического моделирования вместо макетирования и натуральных испытаний, применение современных компьютерных программ, таких как Autodesk 3ds Max, ANSYS, OpenFOAM позволяет создавать и редактировать трехмерные модели, проводить автоматизированные инженерные расчёты, решать линейные и нелинейные, стационарные и нестационарные пространственные задачи механики деформируемого твёрдого тела и механики конструкций, численно моделировать задачи механики сплошных сред.

Прочность бетона зависит от ряда факторов, основными из которых являются: его состав, технология приготовления, возраст и условия твердения, форма и размеры образцов, вид напряженного состояния и длительные процессы. Бетон при разных напряженных состояниях — сжатии, растяжении и срезе — имеет разное временное сопротивление. Эти параметры следует учитывать при моделировании прочности конструкционного бетона методами микромеханики (рисунок 1).

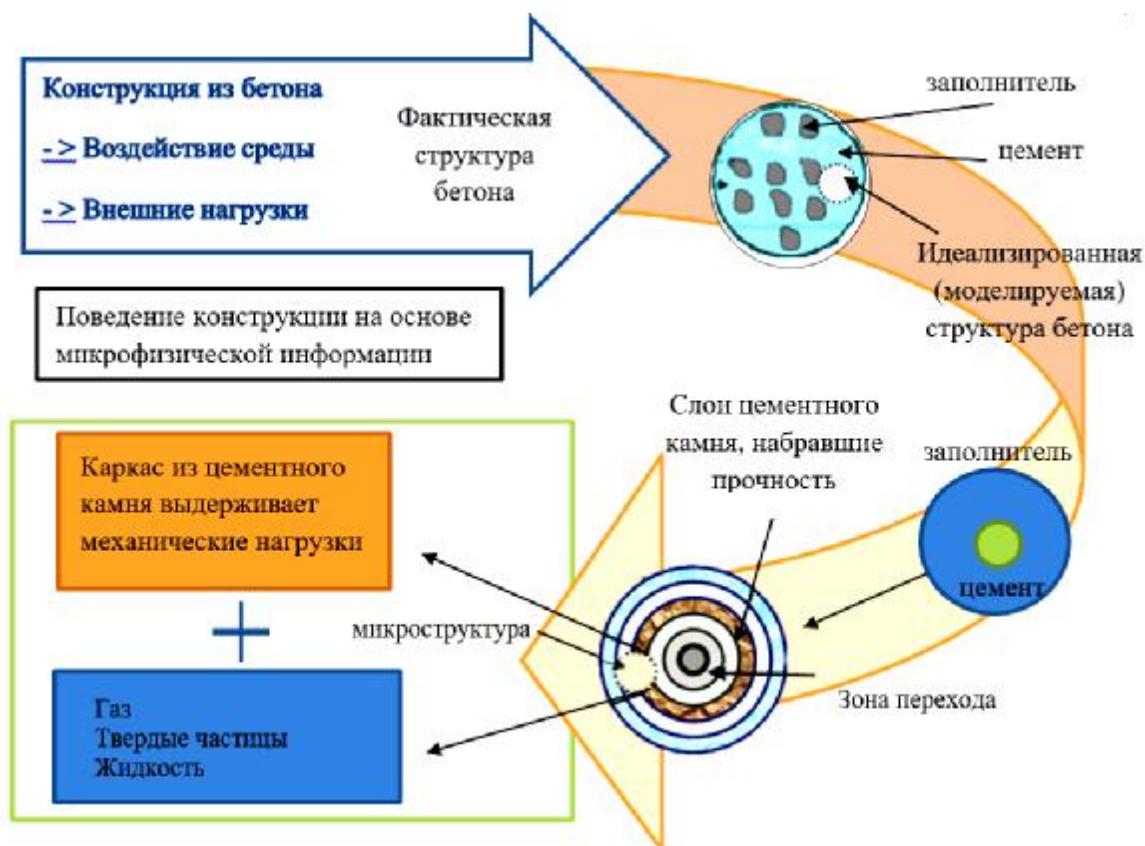
Модели случайной и упорядоченной гомогенизации, примененные на уровне микроструктуры материала, показывают, что сложные характеристики разрушения такого материала, как конструкционный бетон, могут быть разложены на составляющие их простые характеристики разрушения отдельных микроструктур – гидратов в бетоне.

На рисунке 2 представлена схематическая иллюстрация алгоритма многошкального моделирования конструкционного бетона. Макроскопические характеристики составляющих бетона берут свое начало в микропористых структурах и термодинамическое состояние сильно влияет на прочность и долговечность. В свою очередь, химико-физическое состояние веществ в микропористых структурах в большей степени ассоциируется со строительной механикой и действием внешних нагрузок и воздействием окружающей среды. Рассматривая идеализируемую структуру бетона, можно перейти к изучению и моделированию микроструктуры.



Рисунок 1 – Параметры, от которых зависит прочность бетона





**Рисунок 2 – Взаимосвязь макроструктуры и микроструктуры**

Основной алгоритм моделирования прочности бетона можно представить в виде блок-схемы, которая представлена на рисунке 3. Химико-физические и механические преобразования можно рассмотреть в 3D-моделировании в любой определенный момент времени, если представить бетон – макрогетерогенным материалом, а микрогетерогенный материал заполнить репрезентативными элементарными объемами (REV–referential control volume), размер которых значительно меньше размеров конструкции. Следует учесть, что все преобразования не являются независимыми, но взаимосвязаны друг с другом, т.е. необходима многофакторность моделирования. Комплексное понимание взаимодействия описывается математически точки зрения параметров состояния, обычно разделяемых каждым преобразованием. Например, нужно наблюдать за температурой, давлением воды в порах, равновесной влажностью, проводимостью углекислого газа, равновесием связанного и свободного хлорида при моделировании скорости гидратации цемента, а также учитывать основной закон затвердевшего цементного камня.

Основное общее уравнение данного алгоритма:

$$\frac{\partial s(\theta_i)}{\partial t} + \text{div} J_i(\theta_i, \nabla \theta_i) - Q_i(\theta_i) = 0,$$

где

$S$  – степень насыщения пористой среды,

$J_i$  – поток  $i$ -того вещества (вода – кг/м<sup>2</sup>\*с, ионы хлорида – моль/м<sup>2</sup>\*с, теплоты – ккал/м<sup>2</sup>\*с и т.д.),

$Q_i$  – общий оператор для нужного параметра моделирования (баланс жидкости, сокращение свободных хлоридов, общее содержание CO<sub>2</sub>, тепловыделение, изменение объемной пористости).

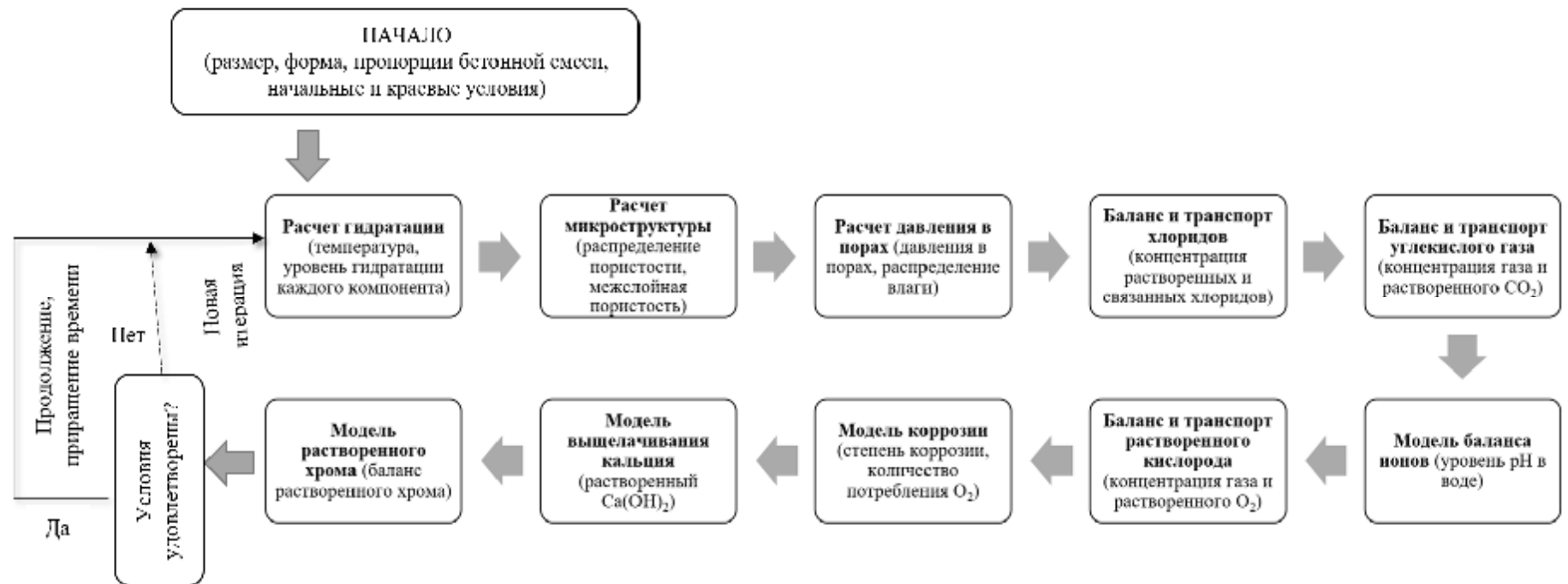


Рисунок 3 – Алгоритм моделирования прочности бетона, учитывающий разные параметры

Для изучения свойств конструкционного бетона метод компьютерного моделирования играет важную роль, потому что дает возможность решить ряд важных задач в области современного строительства, при этом использование компьютерных моделей в научных исследованиях в строительной отрасли имеет ряд неоспоримых достоинств:

— относительно невысокая стоимость компьютерного эксперимента по сравнению с натурными экспериментами, в которых необходимо иметь определенное количество строительного материала;

— возможность многократной постановки одного и того же действия, что в натуральных экспериментах крайне затруднительно и имеет высокую стоимость работ;

— возможность визуализации (представления в наглядном виде) информации.

Задаваясь различными свойствами элементов материала, с помощью моделей неоднородных структур можно изучать свойства различных композиционных материалов с одинаковой структурой на одних и тех же моделях и прогнозировать свойства разрабатываемых неоднородных материалов с зернистой структурой, а также изучать взаимодействие включений с элементами структуры.

Математический количественный анализ характеристик поведения микро- и макроструктур применяются для рационального и эффективного конструирования материалов и структур.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Технология бетона. Учебник. Ю.М. Баженов – М.: Изд-во АСВ, 2002 – 500 стр. с иллюстрациями. 3-е издание.
2. Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Дж. Наука о бетоне: Физико-химическое бетоноведение / Пер. с англ. Т.И. Розенберг, Ю.Б. Ратиновой. Подред. В.Б. Ратинова. – М.:Стройиздат, 1986. –278с.,ил. – Переводизд.: Concrete science: Treatise on Current Research / V.S. Ramachandran, R.F. Feldman, Y.Y. Beaudoin / Heyden.
3. Journal of Advanced Concrete Technology Vol.1, No. 2 91-126, July 2003, Japan Concrete Institute.
4. АндреЗауи, Микромеханика сплошной среды: Обзор. – Journal of engineering mechanics / August 2002.
5. Манг, Аингер и др. Вычислительная механика в промышленном и гражданском строительстве - Обзор основных характеристик материалов и структур. - Институт механики материалов и структур Венского технологического университета, Карлсплац 12/202, А-1040, Вена, Австрия.
6. СТБ 1310-2002 «БЕТОНЫ. КЛАССИФИКАЦИЯ. Общие технические требования».
7. Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства : сборник научно-технических статей (материалы научно-методического семинара), 22–23 мая 2013 г. В 2 ч. Ч. 2 / ред. колл.: В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск : БНТУ, 2013. – 264 с. : ил. Масштабирование упругих свойств бетона и цементного теста в задачах микромеханики / В. М. Трещак, Й. Эберхардштайнер ; Белорусский национальный технический университет (Минск), Венский технический университет (Вена).

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОДНОСЛОЙНЫХ КУПОЛОВ

Люстибер В.В., Драган В.И., Драган А.В.

**Введение.** Повышенный интерес к куполам объясняется не только их высокими технико-экономическими показателями, но и архитектурными достоинствами, которые позволяют создавать выразительные геометрические композиции. При проектировании куполов всегда приходится решать две зависящие друг от друга проблемы: рисунок сетки и конструкция узла. Сегодня построение сетки купола является сравнительно легкой задачей, которая может быть успешно решена либо применением математически обоснованных сеток (сеть Чебышева, проекционная и геодезическая сети) либо с помощью современных программ для трехмерного моделирования. В то же время вопрос поиска рациональных и эффективных решений конструкций узлов куполов является актуальным.

В мировой практике при проектировании сетчатых куполов как правило используют конструктивные решения узлов, которые при статическом расчете рассматривают как шарнирные узлы. Однако купола с такими узлами при определенных геометрических параметрах сетки будут характеризоваться низким сопротивлением против потери местной устойчивости. Кроме того, в некоторых системах с шарнирными узлами, например, в куполах с ячейками в виде четырехугольников или шестиугольников, обеспечение геометрической неизменяемости возможно только путем введения дополнительных элементов. Поэтому в ряде случаев, более предпочтительными выглядят узлы, обеспечивающие жесткое сопряжение стержневых элементов.

Известные конструктивные решения жестких узлов однослойных куполов зачастую характеризуются одним или несколькими недостатками, перечисленными ниже: неиндустриальность, низкая несущая способность, высокие трудозатраты монтажа, возможность использования только для определенных сеток, архитектурная тяжеловесность узла и, как следствие, ограниченная область его применения. Обозначенные выше проблемы могут быть успешно решены при использовании универсального узлового элемента системы БрГТУ с фасонками типа «ласточкин хвост», для которого получен патент на полезную модель [1].

**Конструктивное решения узла системы БрГТУ с фасонками типа «ласточкин хвост».** Узловой элемент с фасонками типа «ласточкин хвост» (далее по тексту узловой элемент типа БрГТУ-ЛХ) представляет собой полу сферу с приваренными листовыми фасонками, ориентированными нужным образом в пространстве.

При изготовлении узлового элемента предусмотрен следующий порядок выполнения технологических операций. Полусферы с заданным наружным радиусом изготавливают горячей штамповкой из листовой стали. На торцах кромок полусфер снимают фаски и совмещают две полусферы, образуя тем самым полу сферу.

сферу. Радиус полый сферы и толщина ее стенки определяют из условия обеспечения несущей способности сферы и креплений. Объединение полушаров в единый конструктивный элемент осуществляют посредством выполнения стыкового сварного шва с разделкой кромок по замкнутому контуру, обеспечивая тем самым равнопрочность сварного шва основному металлу.



Фасонки типа «ласточкин хвост» с двумя выступающими упорами изготавливают из листового металла путем фрезерования (рисунок 1). На участке фасонки, примыкающей к поверхности сферы, снимают двустороннюю фаску, после чего выполняют ее присоединение к полый сфере с помощью сварки.

**Рисунок 1 –Общий вид узлового элемента в процессе изготовления**

Стержневые элементы изготавливают из круглых труб (прямошовных электросварных по ГОСТ 10704 или бесшовных по ГОСТ 8732) или из замкнутых гнутосварных профилей (квадратных или прямоугольных по ГОСТ 20345). В торцы труб вваривают специальные детали с захватами.

Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов М20 класса прочности 10.9 по ГОСТ 7798 с предварительным натяжением.

Внутренние усилия в соединении передаются через поверхности контакта выступающих участков фасонки типа «ласточкин хвост» и элементов специальной детали с захватами. Предварительное натяжение болтов выполняется с целью обеспечения плотного примыкания друг к другу поверхностей контакта, через которые передаются внутренние усилия в соединении. Таким образом, рассматриваемое соединение не является фрикционным в классическом понимании данного термина.

К настоящему моменту узловой элемент типа БрГТУ-ЛХ успешно применен на практике при возведении куполов на объектах в Московской области и в г. Ялта. Ниже представлено краткое описание конструктивных решений куполов и дана оценка возможностей программных комплексов ЛИР А-САПР 2013[2] и SCADOffice21.1 [3] при расчетах однослойных куполов.

**Купола Торгово-развлекательного комплекса Вегас-3 в Московской области.** Новый универсальный узловой элемент для однослойных пространственных конструкций типа БрГТУ-ЛХ впервые применен при возведении куполов на объекте «Торгово-развлекательный комплекс «Вегас-3», расположенном в Одинцовском муниципальном районе Московской области. Общий вид купола на стадии монтажа представлены на рисунке 2.



**Рисунок 2 –Купола ТРК Вегас-3**

Основными геометрическими параметрами купола являются:

- радиус покрытия  $R=28,000\text{м}$ ;
- строительный подъем  $f=8,455\text{м}$ ;

Стержневые элементы купола изготовлены из бесшовных горячедеформированных труб сечением  $\text{Ø}114\times 5\text{мм}$  и  $\text{Ø}159\times 7\text{мм}$  по ГОСТ 8732 из стали 20 по ГОСТ 8731. Узловые элементы выполнены из полых сфер, имеющих стенку толщиной 14мм и наружный радиус  $R_{\text{нар}}=104\text{мм}$ . Сферы состоят из полусфер, изготовленных горячей штамповкой из листовой стали класса С345 по ГОСТ27772. Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов М20 класса прочности 10.9 по ГОСТ 7798 с предварительным натяжением. Для фасонки типа «ласточкин хвост» приняты следующие сечения: 20х116мм, 30х160мм, 30х170мм.

В основании купол опирается на опорное кольцо диаметром  $R=40,240\text{м}$ . Опорное кольцо имеет сварное коробчатое сечение.

**Купол Детского центра в г. Ялта.** Основные геометрические размеры купола Детского центра в г. Ялта представлены на рисунке 3.

Конструкция однослойного сетчатого купола образована стержневыми элементами, жестко соединенными в узлах с помощью узловых элементов типа БрГТУ-ЛХ. Основными геометрическими параметрами купола являются:

- радиус образующей части купола выше цилиндрической части  $R=11,800\text{м}$ ;
- радиус цилиндрической части купола  $R=10,300\text{м}$ ;
- высота цилиндрической части 2,700м.

Общая устойчивость и геометрическая неизменяемость купола обеспечивается жесткими узлами и системой связей.

Стержневые элементы купола изготовлены из гнутых сварных прямоугольных труб сечением 120х80х5мм и сечением 120х80х6мм по ГОСТ 20345 из стали С255 по ГОСТ 27772. Узловые элементы выполнены из полых сфер, имеющих стенку толщиной 10мм и наружный радиус  $R_{\text{нар}}=60\text{мм}$ . Сферы состоят из полусфер, изготовленных горячей штамповкой из листовой стали класса С345 по ГОСТ27772. Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов М20 класса прочности 10.9 по ГОСТ 7798 с предварительным натяжением.

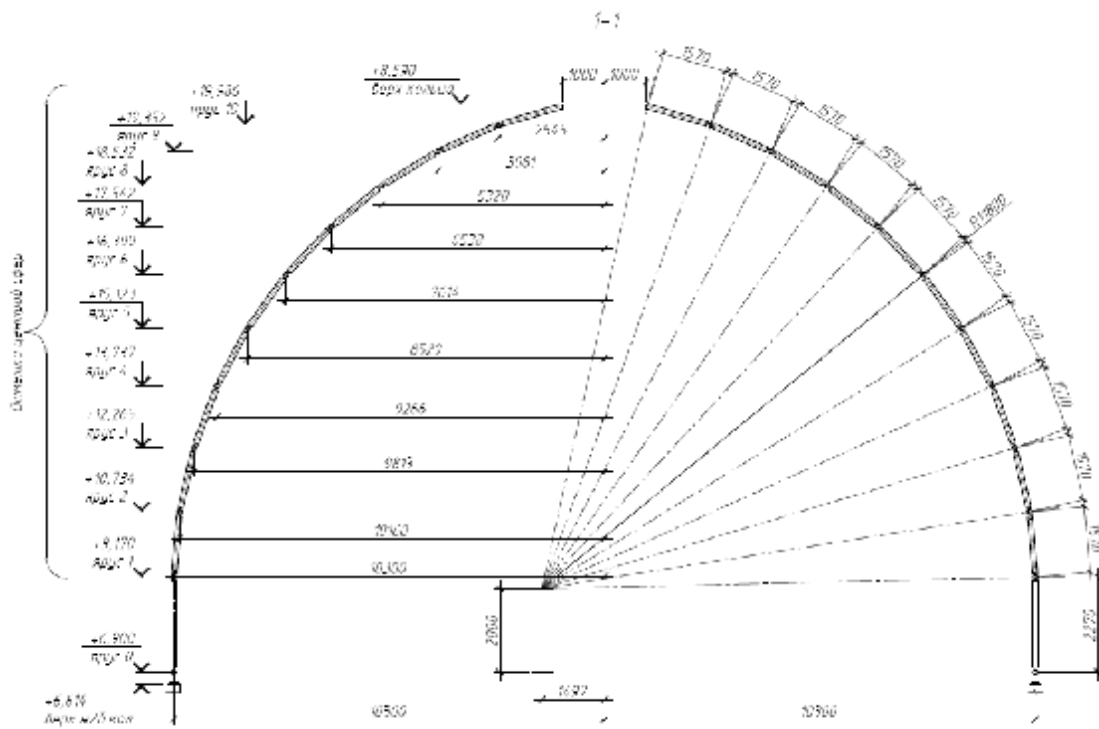
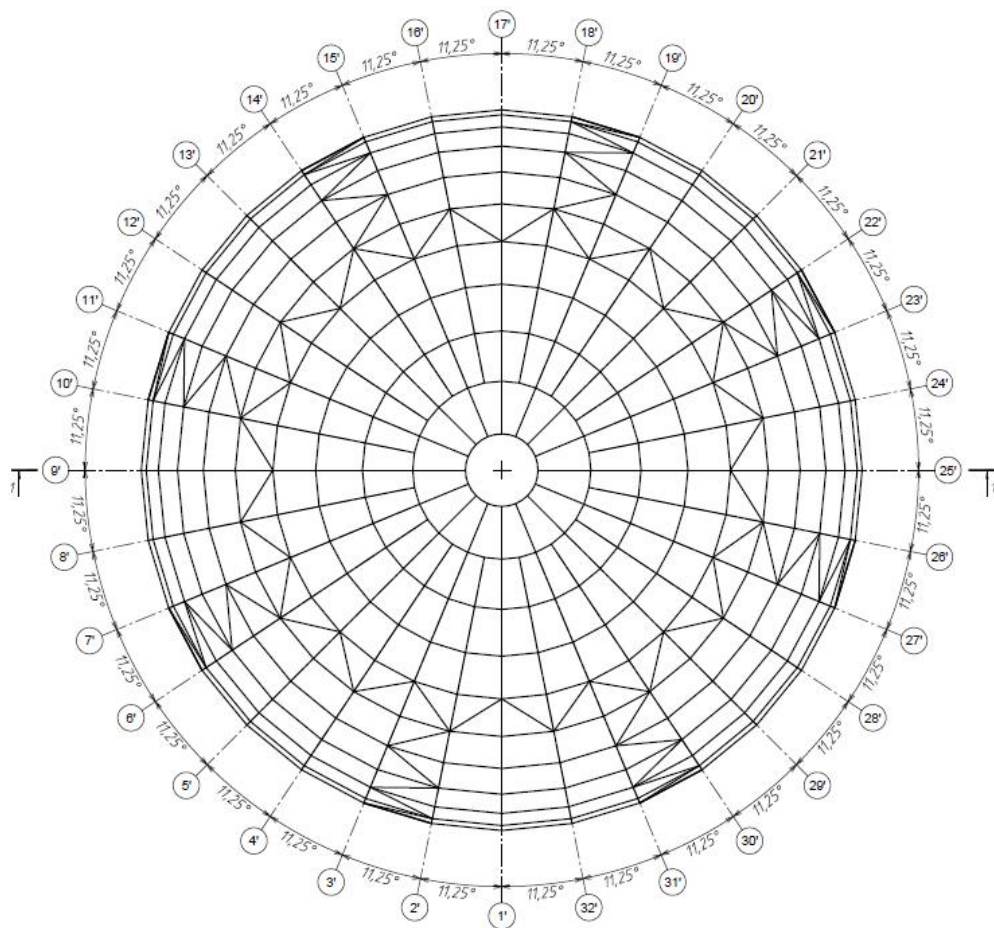
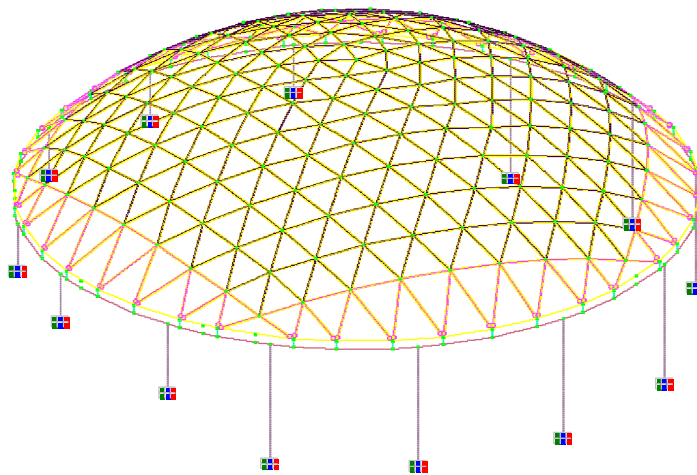


Рисунок 3 – Купол Детского центра

Стержневые элементы связей изготовлены из электросварных прямошовных труб сечением  $\varnothing 76 \times 5$  мм и сечением  $\varnothing 83 \times 5$  по ГОСТ 10704 из стали 20 по ГОСТ 1050.

С целью упрощения и повышения качества монтажа, а также для уменьшения значений горизонтальных реакций, передаваемых от купола на железобетонный каркас, и рассеивания энергии при сейсмических воздействиях в основании купола предусмотрено опорное стальное кольцо. В опорных узлах стального кольца для достижения выше обозначенных целей предусмотрены фторопластовые пластины, и пластины из нержавеющей полированной стали. Опорное кольцо диаметром  $D=20,600$  м имеет сварное двутавровое сечение.

**Расчет купола ТРК Вегас-3.** Расчет купола ТРК Вегас-3 выполнен в многофункциональном программном комплексе ЛИРА-САПР 2013. Моделирование стержней купола, стального опорного кольца купола и несущих колонн выполнено универсальными пространственными стержневыми конечными элементами (КЭ 10). Длины стержневых конечных элементов, моделирующих колонны, приняты равными расстояниям от оси опорного кольца купола до оси соответствующего перекрытия, которым данная колонна раскреплена в горизонтальной плоскости. Граничные условия заданы путем наложения связей по шести степеням свободы в нижних узлах всех колонн (рисунок 4). Для учета действительного конструктивного решения опорных узлов в нижних узлах опорных стержней купола введены шарниры по направлениям  $UY$  и  $UZ$ . При выполнении статического расчета рассматривалось шесть загрузений: собственный вес несущих конструкций купола, вес системы остекления, снеговая нагрузка, приложенная по двум вариантам с учетом требований [4], ветровое воздействие и температурный разогрев.



**Рисунок 4 – Общий вид конечно-элементной модели купола ТРК Вегас-3**

Как отмечалось выше, система остекления купола запроектирована таким образом, чтобы вес остекления и реакции от прикладываемых к нему нагрузок передавались только в узлах купола. Действительная схема нагружения купола в расчетной модели учтена путем описания покрытия с помощью универсальных треугольных конечных элементов оболочки (КЭ 42), жесткость которых имеют относительно низкие значения. Снеговые нагрузки и ветровое воздействие на покрытие моделировались путем задания соответствующих нагрузок на пластины (рисунок 5). При анализе напряжений в пластинах КЭ 42, определенных для физически возможных расчетных сочетаний нагрузок, было установлено, что



значения этих напряжений близки к нулевым. Таким образом, использование конечных элементов оболочки, как и предполагалось, при правильном выборе жесткости не оказывает разгружающего эффекта для стержней купола.

Проверка элементов купола выполнялась в автоматизированном режиме по алгоритмам, учитывающим требования [5]. Прочностные расчеты узлов купола выполнялись «вручную».

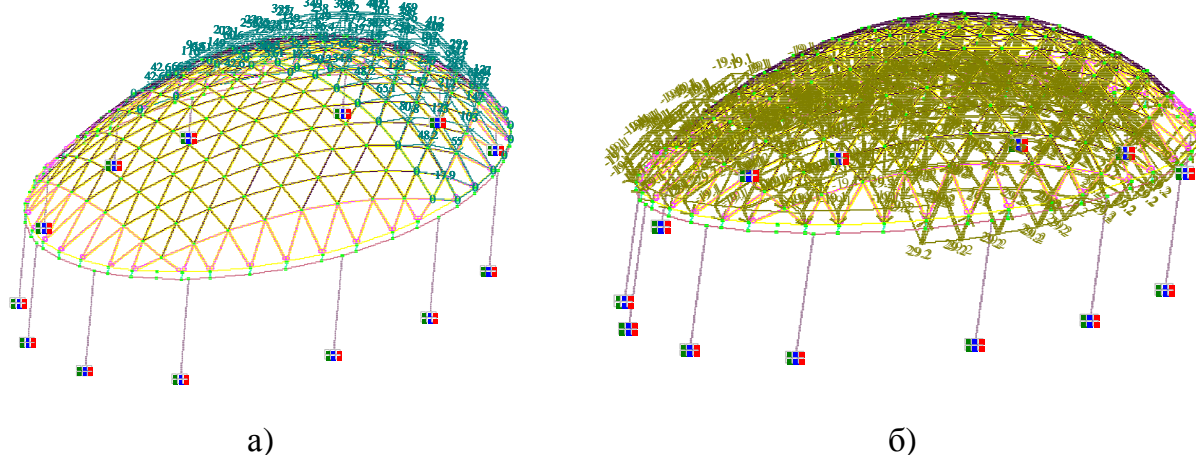


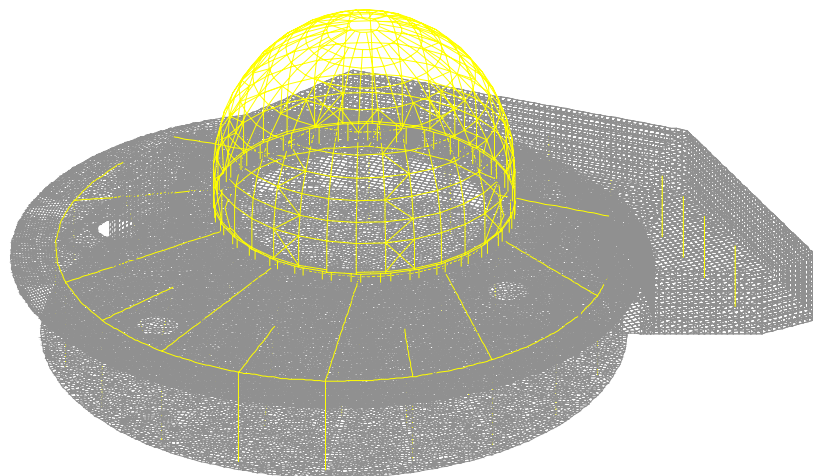
Рисунок 5 – Загружения, моделирующие снеговую нагрузку по варианту 2 (а) и ветровое воздействие(б) на купол ТРК Вегас-3

**Расчет купола Детского центра.** Расчет купола Детского центра в г. Ялта выполнен в вычислительном комплексе SCADOffice21.1. Отличительная особенность здания, в состав которого входит рассчитанный купол, – условия площадки строительства – сейсмичность площадки составляет 8 баллов.

На первом этапе было разработано две модели, отличающиеся полнотой моделирования: полная и упрощенная. В полной модели с помощью универсальных стержневых конечных элементов с шестью степенями свободы в узле (5 тип КЭ) описаны несущие конструкции купола, стальное опорное кольцо купола, стержневые элементы железобетонного каркаса здания, с помощью стержневых конечных элементов пространственной фермы (4 тип КЭ) – связи купола. Плоскостные части железобетонного каркаса (стены, диафрагмы, фундаментная плита и плиты покрытия) описаны с помощью 4-угольных КЭ оболочки (44 тип КЭ) и треугольных КЭ оболочки (42 тип КЭ). Моделирование узлов опирания стального купола на кольцо железобетонного каркаса выполнено с помощью универсальных стержневых конечных элементов (5 тип КЭ). В полной модели для учета действительных характеристик основания в узлах конечно-элементной сетки, моделирующей фундаментную плиту, введены специальные одноузловые конечные элементы (51 тип КЭ) и выполнено назначение коэффициентов упругого основания для пластин. В упрощенной модели описаны несущие конструкции купола, стальное опорное кольцо и выполнено моделирование опорных узлов купола. В результате сравнения внутренних усилий, полученных в этих моделях при сейсмических воздействиях, установлено, что в полной модели максимальные усилия, возникающие в элементах купола, более чем в 4 раза превышают максимальные усилия, полученные для того же нагружения в упрощенной модели. С учетом этого дальнейший анализ напряженно-деформированного состояния купола выполнялся по полной модели (рисунок б).

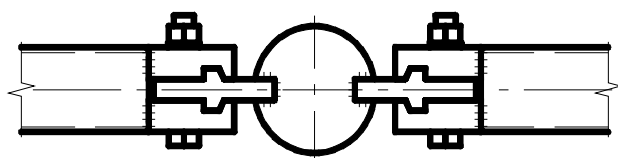
На втором этапе принятая в качестве базовой полная расчетная модель была незначительно доработана. Для учета действительной работы узлового

элемента на участке между центром сферы узлового элемента и торцами захватов стержневого элемента введены универсальные стержневые конечные элементы (5 тип КЭ) длиной 50 мм (КЭ 1) и 30 мм (КЭ 2) (рисунок 7).

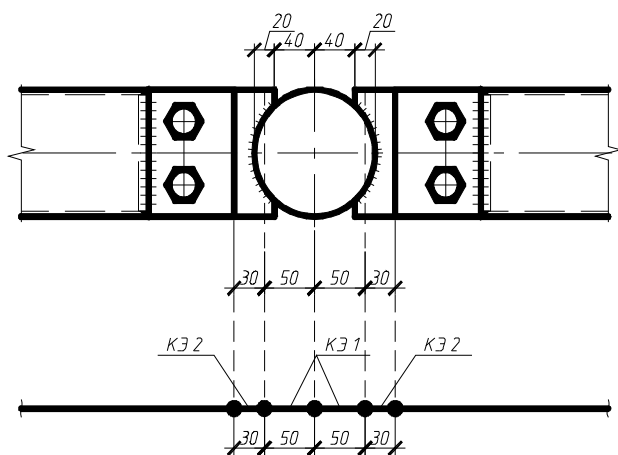


**Рисунок 6 – Общий вид конечно-элементной модели купола Детского центра**

При выполнении статического расчета учитывались следующие загрузки:



собственный вес несущих конструкций купола, вес системы остекления, снеговая нагрузка, ветровое воздействие, температурные и сейсмические воздействия.



**Рисунок 7 – К описанию узла купола в расчетной модели**

Конструктивное решение системы остекления для данного купола предусматривает сплошное опирание каждой ячейки остекления по четырем сторонам, поэтому здесь, в отличие от

купола ТРЦ Вегас-3, нагрузка является не узловой, а распределенной по длине стержневых элементов купола. С учетом этого при моделировании веса системы остекления, снеговой нагрузки и ветрового воздействия нагрузка на стержни рассчитывалась индивидуально для каждой марки стержневого элемента и прикладывалась в виде распределенной по длине нагрузки.

Сейсмические воздействия моделировались с использованием специального препроцессора вычислительного комплекса SCADOffice21.1 путем назначения и выбора необходимых параметров с учетом требований и указаний [6].

Проверка элементов купола выполнялась в автоматизированном режиме с помощью специализированного постпроцессора «Сталь». Прочностные расчеты узлов купола выполнялись по методике, использованной для расчета купола ТРЦ Вегас-3.

**Оценка возможностей проектно-вычислительных программных комплексов.** Анализируя все этапы работы, начиная от момента создания расчетной модели и заканчивая выводом результатов расчета, в проектно-вычислительных программных комплексах ЛИРА-САПР 2013 и SCADOffice21.1, использованных при проектировании однослойных куполов можно отметить следующее. Оба комплекса обладают достаточным функционалом для создания и редактирования расчетных моделей однослойных куполов, а также представления и анализа результатов статических и проверочных расчетов. Процесс подбора и проверки сечений элементов стальных конструкций, выполняется с учетом актуальных норм проектирования с помощью специализированных пост-процессоров и является высоко автоматизированным.

В то же время, необходимо отметить, что рутинный процесс формирования загружений, моделирующих снеговые нагрузки и другие распределенные по поверхности купола нагрузки, в том числе и ветровое воздействие, практически не автоматизирован. Вполне очевидно, что для куполов, конструктивное исполнение которых предусматривает опирание ограждающих конструкций (покрытия) по длине стержневых элементов, будет характерен высокий уровень трудозатрат на разработку их расчетных моделей. При этом значительную часть этих трудозатрат будет занимать моделирование ветрового воздействия.

**Заключение.** Использование современных вычислительных программных комплексов, например, таких как ЛИРА-САПР 2013 и SCADOffice21.1, позволяет выполнить качественное проектирование однослойных куполов с высоким уровнем автоматизации процесса подбора и проверки сечений их стальных несущих элементов. При выборе вычислительного программного комплекса для расчета однослойных куполов особое внимание необходимо уделять вопросу автоматизации процесса задания нагрузок. Наиболее перспективным для куполов будет являться использование комплексов, позволяющих выполнить симуляцию ветрового воздействия.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Узел соединения пространственного каркаса из полых стержней: пат.11204Респ. Беларусь, Е04В 1/58/ В.И. Драган, К.К. Глушко, А.В. Драган, В.В. Люстибер; заявитель Брестский гос. ун-т. – №20160155.
2. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013/ Учебное пособие Городецкий Д.А., Барабаш М.С., Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. – К.–М.: Электронное издание, 2013г., – 376 с.
3. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++: учебное пособие для студентов обучающихся по направлениям 08.03.01 и 08.04.01 "Строительство" / В.С. Карпиловский и др. – Москва: Изд-во СКАД СОФТ: Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2015. - 807 с.: ил.
4. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. С картами. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85». – М. – Минрегион, 2011.
5. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*». – М. – Минрегион России, 2010.
6. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*». – М. – Минстрой России, 2014.

## ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЛОМАНОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

Малиновский В.Н., Матвеевко Н.В.

**Введение.** В однопролетных свободно опертых балках покрытий и перекрытий зданий изгибающие моменты в опорных зонах пролета значительно меньше, чем в средней, но предварительно напряженная высокопрочная арматура, назначенная по усилию в середине пролета, по технологическим причинам устанавливается постоянного сечения по всей длине элемента. Данное обстоятельство приводит к тому, что на опорных участках имеется излишнее по прочности нормальных сечений армирование, что снижает технико-экономические показатели конструкции в целом. Более того, большое количество продольной напрягаемой арматуры, сосредоточенное на малой площади сечения бетона может привести к образованию трещин на верхней грани балки и разрушению бетона на торцах, а это требует постановки дополнительного армирования для обеспечения прочности и трещиностойкости элементов на стадии изготовления, транспортировки и монтажа.

Одним из эффективных вариантов армирования является перевод определенного количества продольной напрягаемой арматуры из нижней растянутой зоны в пролете в верхнюю сжатую зону на опоре, где она не полностью используется для обеспечения прочности нормальных сечений. При переводе (отгибе) части арматуры из растянутой в сжатую зону через торец балки траектория арматуры в опорной зоне расположена под пологим углом к продольной оси балки. Благодаря такому отгибу арматуры повышается трещиностойкость наклонных сечений, увеличивается сопротивление элемента действию поперечных сил, распределяется напрягаемая арматура по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении и уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках [1, 2]. Однако изготовление подобного рода конструкций связано с высокой трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений, позволяющих обеспечивать натяжение арматуры в отогнутое положение или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в проектное отогнутое.

**Конструктивное решение балки.** При сохранении преимуществ, которыми обладают балки с отогнутой арматурой и с целью уменьшения трудоемкости работ по натяжению арматуры предлагается конструктивное решение балки ломаного очертания [3-5].

Заключается предлагаемое решение в создании уклона верхней и излома нижней граней балки таким образом, чтобы в опорной зоне длиной  $1/3 \div 1/4$  пролета верхние и нижние грани балки были параллельны, а в средней части пролета принимает очертание двухскатной балки с переломом верхней грани в коньке и нижней в местах сопряжения средней и опорных частей. Вследствие этого в опорной зоне прямолинейно расположенная напрягаемая арматура находится под пологим отгибом к продольной оси опорной части балки, и её траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах (рисунок 1).

Несмотря на очевидные преимущества балок ломаного очертания, описанное конструктивное решение балки не получило широкого распространения в связи с недостатком информации фактической работе и об особенностях напряженно-деформированного состояния балок подобного типа при совместном действии усилия предварительного обжатия и внешнего нагружения. В частности, большой интерес представляет изучение сопротивления балки изгибающему моменту и поперечной силе в приопорной зоне, где вся напрягаемая арматура располагается под пологим отгибом к продольной оси элемента, а прочность нормальных сечений обеспечивается дополнительно устанавливаемой ненапрягаемой арматурой. Кроме того, предполагается, что на общий характер работы и напряженно-деформированного состояния балки оказывает влияние ломаное очертание балки.

Для изучения вопросов сопротивления балки ломаного очертания срезом был выполнен анализ напряженно-деформированного состояния балки по результатам численного исследования с использованием конечно-элементного моделирования.

Исследуемая конструкция представляет собой однопролетную двускатную балку с ломанной нижней гранью (рисунок 1). Уклон верхней грани принят равным  $11,3^\circ$  (1:5). Длина балки составляет 3 м, излом нижней грани принят на расстоянии 1 м от торца балки. Высота сечения балки на опоре 300 мм, в средней части достигает 350 мм. В качестве продольного армирования принят один канат  $\varnothing 12,5$  мм из высокопрочной арматуры класса Y1860S7. Напрягаемая арматура обеспечивает сопротивление сечений балки действию изгибающих моментов в средней части балки (в зоне чистого изгиба), а также повышает сопротивление их действию изгиба с поперечной силой у опоры, где она расположена с отгибом по отношению к продольной оси балки. У силе предварительного обжатия бетона принято на уровне  $0,7 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_{sp}$ , что составляет 102,3 кН (величина преднапряжения в арматуре 1 100 МПа).

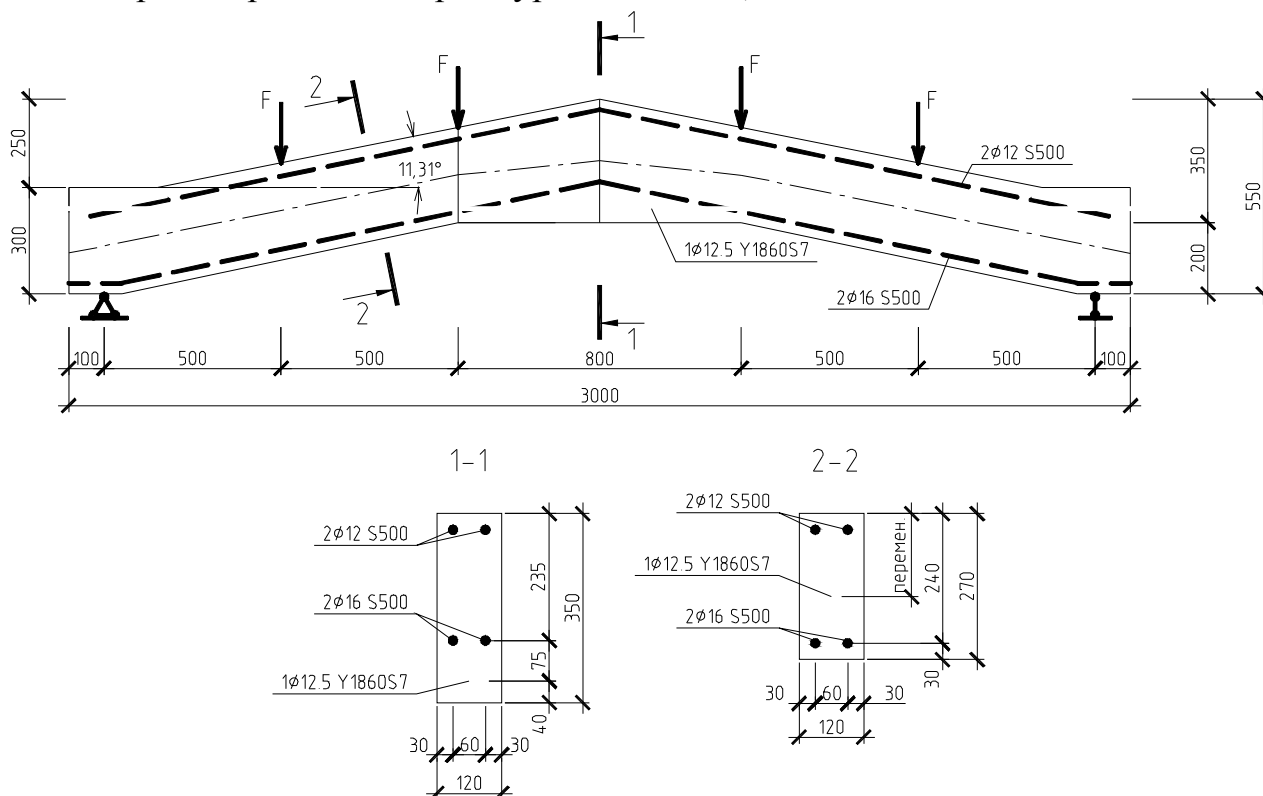


Рисунок 1 – Общий вид и расчетная схема исследуемой балки

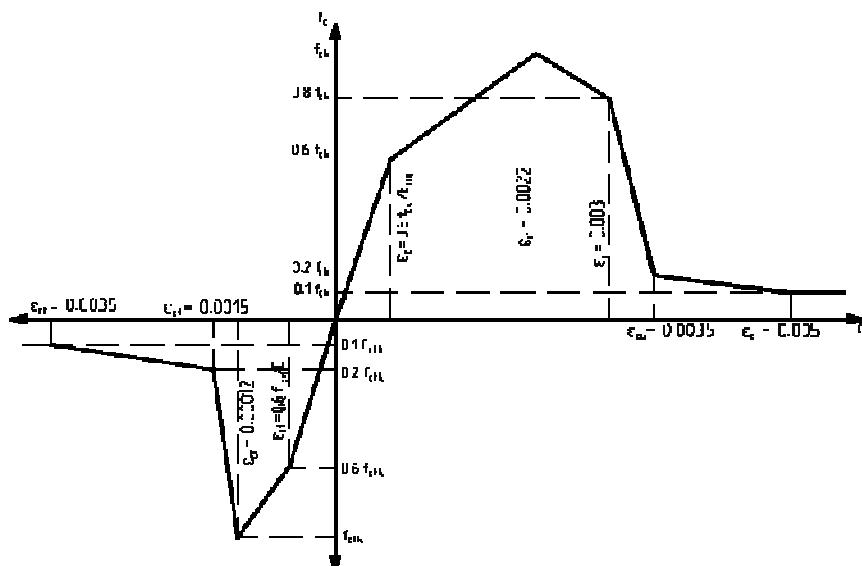
Для повышения прочности нормальных сечений в приопорной зоне принято дополнительное армирование, состоящее из двух стержней Ø16 мм ненапрягаемой арматуры класса S500. В сжатой зоне сечения предусмотрено два стержня Ø12 мм арматуры класса S500. Поперечная арматура отсутствует.

Нагружение балки производится 4 сосредоточенными силами в пролете.

Поскольку для более объективной оценки напряженно-деформированного состояния балки ломаного очертания планируется проведение экспериментальных исследований, конструктивные размеры балки приняты в соответствии с габаритами силовой опалубки, а схема нагружения – в соответствии с технической оснасткой, имеющейся в лаборатории кафедры строительных конструкций БрГТУ для проведения натурных испытаний.

**Описание численной модели.** Исследование напряженно-деформированного состояния балки выполнялось методом конечных элементов. Для моделирования искусственного каменного материала (бетона) была использована модель с разрушением (concretedamageplasticitymodel). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин не только в условиях растяжения, но при сжатии и срезе, что особенно важно при исследовании сопротивления железобетонных балок изгибу с поперечной силой. В основе данной модели лежит теория прочности Гениева [6]. Модель основана на упруго-пластическом поведении бетона при нагружении. Можно выделить три стадии работы бетона под нагрузкой в соответствии с данной моделью: стадия абсолютно упругой работы ( $\epsilon_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} / E_{cm}$ ), стадия упруго-пластической работы ( $0,6 \cdot f_{ck} / E_{cm} \leq \epsilon_c \leq 2,2 \cdot 10^{-3}$ ) и стадия постразрушения (ниспадающая ветвь диаграммы  $\epsilon_c > 2,2 \cdot 10^{-3}$ ). Для обеспечения непрерывности сетки конечных элементов в данной модели бетона используется принцип распределения трещины на несколько соседних элементов. В связи с этим в диаграмме состояния материала необходимо задавать ниспадающую ветвь, которая моделирует распределение трещины по группе конечных элементов (эффект «tension-stiffening»). В случае, если ниспадающая ветвь задана крутой, то повреждения бетона будут концентрироваться в одной или нескольких крупных трещинах, если ниспадающая ветвь пологая, то трещина будет распределяться на большое количество соседних элементов и могут возникнуть сложности при определении конкретного местоположения трещин. Таким образом при анализе результатов расчета можно зафиксировать момент образования трещин, но не представляется возможным определить фактическую ширину раскрытия трещин, однако, анализируя распределение относительных деформаций конечных элементов по высоте сечения, можно по «всплескам» деформаций предположить, в какой части сечения ширина раскрытия будет наибольшей.

С учетом вышесказанного в основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии-растяжении была принята полная диаграмма деформирования в соответствии с п. 6.1.5.2 и 6.1.6.4 [7] с учетом стеснения деформаций бетона в местах приложения внешней нагрузки и опорных реакций балки. С целью упрощения модели полная диаграмма деформирования бетона была заменена на кусочно-линейную (рисунок 2). Минимальные напряжения ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона приняты  $0,1f_{ck}$  ( $0,1f_{ctk}$ ), что необходимо для обеспечения сплошности сетки конечных элементов. В качестве условия образования трещин в растянутом бетоне принято достижение бетоном относительных деформаций удлинения величины  $15 \cdot 10^{-5}$ .

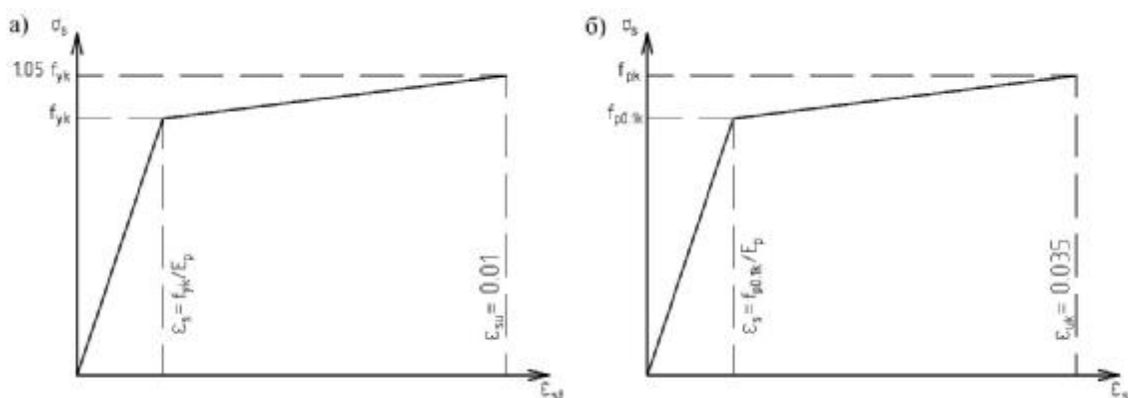


Примечание: масштаб принят условный

**Рисунок 2 – Принятая в расчетах диаграмма деформирования бетона при сжатии-растяжении**

При моделировании балки принят бетон класса  $C^{30}/_{37}$  с нормативным сопротивлением при сжатии 30 МПа, при растяжении 2.6 МПа.

Для описания работы ненапрягаемой арматуры класса S500 и высокопрочных канатов класса Y1860 S7 применены согласно п. 6.2.2.3 и п. Г.3.1 [7] идеализированные билинейные диаграммы деформирования (рисунок 3). Предполагается идеальная упругая работа арматуры до величины нормативного значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и пластическая работа с незначительным упрочнением после достижения предела текучести. Общий вид диаграмм деформирования ненапрягаемой и высокопрочной арматуры, принятый при расчете исследуемых балок представлено на рисунке 3.



а) диаграмма деформирования ненапрягаемой арматуры;

б) диаграмма деформирования высокопрочной канатной арматуры

**Рисунок 3 – Диаграммы деформирования арматуры, принятые в расчетах**

При создании сетки конечных элементов использовались объемные элементы – тетраэдры с размером ребра равным 25 мм. Общее количество элементов в созданной модели – 14 947. Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном была применена модель взаимодействия материалов на основе сцепления (адгезии) – «cohesive behavior». Коэффициент сцепления арматуры с бетоном подбирался предварительным расчетом из условия длины зоны передачи предварительного напря-

жения (длины зоны анкеровки) полученных расчетом и вычисленных при заданных характеристиках материалов в соответствии с п. 11.3.4 и п. 11.2.32[7].

**Напряженно-деформированное состояние исследуемых балок.** Расчет напряженно-деформированного состояния балки производился в два этапа: 1 этап – создание предварительного напряжения от обжатия бетона напрягаемой арматурой, 2 этап – внешнеезагружение исследуемой балки.

Исследование НДС производилось при разных уровнях нагружения балки и на каждом этапе загрузки анализировались величины главных сжимающих и главных растягивающих деформаций, прогибы балки, напряжения в арматуре.

По результатам анализа распределения главных растягивающих деформаций установлено, что при нагрузке  $4F = 36.26$  кН происходит образование нормальных трещин на расстоянии 0,5 м от опоры, т.е. под силой, расположенной ближе к опоре. При нагрузке  $4F = 40.60$  кН происходит образование нормальных трещин в месте излома нижней грани балки.

Таким образом, для балок ломаного очертания образование нормальных трещин у опоры происходит при несколько меньшей нагрузке (на 10,7%), чем в средней зоне. Это связано особенностями траектории расположения напрягаемой арматуры: в средней части пролета (в зоне действия максимальных изгибающих моментов), она располагается у нижней растянутой грани, что сказывается на повышении трещиностойкости нормальных сечений в этой части балки. В опорной зоне балки напрягаемая арматура переводится в сжатую зону, и это сказывается на трещиностойкости и прочности наклонных сечений, и не влияет значительно на трещиностойкость нормальных сечений у опоры. Данное конструктивное решение позволяет добиться одинаковой трещиностойкости нормальных сечений по всей длине балки.

При дальнейшем увеличении нагрузки  $4F$  до 50 кН происходит постепенное развитие наклонных трещин, как продолжение нормальных, и постепенный рост раскрытия трещин с нижней грани балки. Образование магистральной наклонной трещины с ориентацией «опора-груз» происходит при нагрузке  $4F = 62.38$  кН.

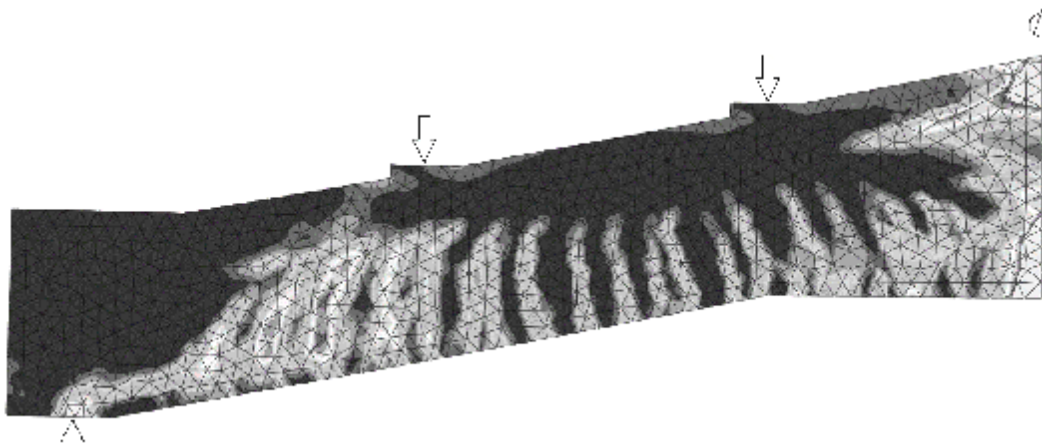
Отличительной особенностью работы балки ломаного очертания является то, что при нагрузке  $4F = 60$  кН относительные деформации бетона вертикального направления в коньке достигают значений, соответствующих предельной растяжимости. Это свидетельствует о возможном отрыве сжатой зоны в результате действия-возникающей в коньке балки вертикальной проекции равнодействующих усилий в сжатом бетоне. Следует отметить, что наличие вертикальной составляющей в сжатом бетоне в коньке приводит к возникновению перерезывающих сил в средней части высоты балки значительных на более поздних этапах загрузки. В результате этого нормальные трещины в середине пролета при нагрузке  $4F = 60$  кН (т.е. одновременно с отрывом сжатой зоны бетона) отклоняются по направлению к точке приложения сосредоточенной силы.

Общая картина трещинообразования для балки на стадии перед разрушением показана на рисунке 4.

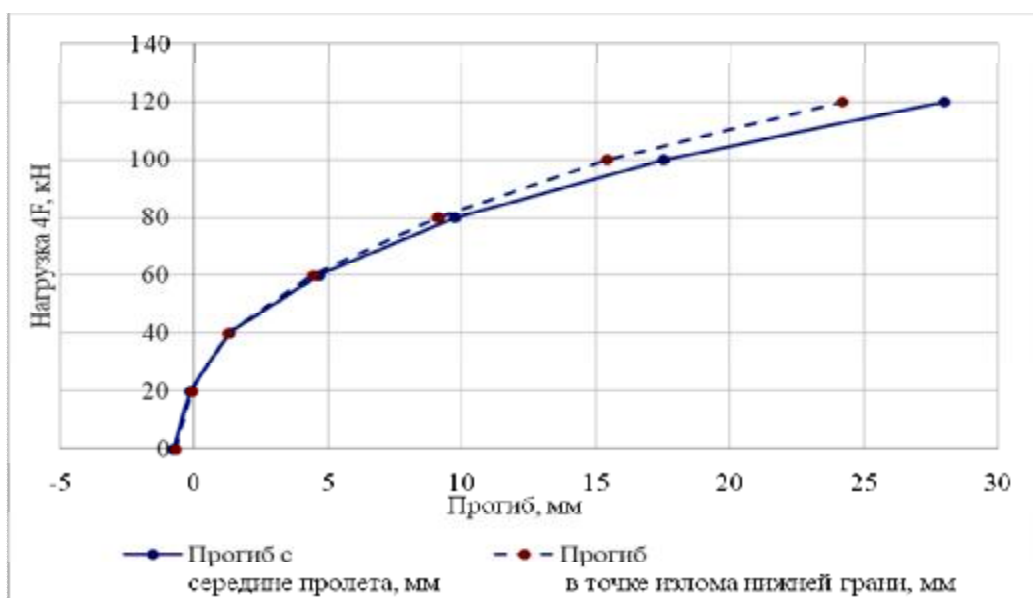
При анализе величины прогибов балки отмечено, что на начальном этапе нагружения ( $4F = 0$ ) наблюдается выгиб 0,75 мм в середине пролета и 0,66 мм в точке излома нижней грани балки. На графике изменения прогибов (рисунок 5) видно постепенное уменьшение жесткости балки с увеличением нагрузки. Это связано с образованием и раскрытием трещин, а также с упруго-пластическим характером принятой диаграммы деформирования бетона (рисунок 2). Также можно отметить, что на начальных этапах загрузки (до  $4F=60$  кН) прогибы в середине пролета и в точке излома нижней грани балки имеют практически



одинаковы значения, при дальнейшем увеличении нагрузки приращение прогибов в середине пролета происходит быстрее. Данное обстоятельство связано с уменьшением жесткости сечений конструкции вследствие откалывания сжатой зоны бетона в коньковой части балки. Относительный прогиб  $f/l$  при предельном нагружении составляет  $1/100$ .



**Рисунок 4 – Схема распределения трещин в моделируемой балке на стадии перед разрушением**



**Рисунок 5– Зависимость «нагрузка-прогиб»**

Использованная численная модель бетона не позволяет зафиксировать момент разрушения балки по наклонным сечениям. Для косвенного анализа разрушающей нагрузки может быть использовано распределение относительных деформаций в сжатом бетоне над трещиной, а также напряжения в растянутой и сжатой арматуре. При анализе результатов численного моделирования за момент разрушения балки ломанного очертания было принято достижение относительными деформациями сжатия в бетоне величины  $3,5 \cdot 10^{-3}$  либо достижение продольной ненапрягаемой растянутой или сжатой арматурой напряжений  $1,05 \cdot f_{yk}$  и  $f_{pk}$  напрягаемой арматурой (см. рисунок 3). На основании выше сказанного можно сделать вывод, что разрушение балки может произойти по одному из двух критических сечений: в средней части балки по нормальной, переходящей в наклонную трещину при нагрузке  $4F = 116,68$  кН, либо по наклонной трещине у опоры при нагрузке  $4F = 119,82$  кН в результате достиже-

ния бетоном над вершиной трещины относительных деформаций, соответствующих предельной сжимаемости. Вывод о возможности обоих вариантов разрушения сделан в связи с тем, что разница между разрушающей нагрузкой по прочности нормальных и наклонных сечений незначительна.

**Заключение.** По результатам выполненного численного моделирования предварительно напряженной железобетонной балки ломаного очертания можно сделать следующие выводы:

1. Предложенный вариант конструктивного решения балки обладает равной трещиностойкостью по всей длине. Разница в величине нагрузки, при которой происходит образование трещин для различных сечений по длине балки, не превышает 11%.

2. Значительный уклон верхней грани балки приводит к формированию в коньке вертикальной составляющей результирующего усилия в сжатом бетоне. Это приводит к откалыванию сжатой зоны бетона и формированию наклонных трещин в средней части балки. Для предотвращения откалывания сжатой зоны бетона требуется постановка вертикальной арматуры для усиления коньковой части балки.

3. Анализ характера образования и развития нормальных, переходящих в наклонные трещины в средней части балки показал, что разрушение балки по наклонным сечениям в этой зоне произойдет с большей вероятностью, чем у опоры. Поэтому для балок ломаного очертания более эффективным может оказаться установка поперечного армирования в средней части балки.

4. На начальных этапах нагружения (до отрыва сжатой зоны бетона) значение прогибов одинаковы для всех сечений средней части балки. Таким образом, при условии выполнения рекомендаций п. 2 настоящих выводов балка ломаного очертания обладает более высокой жесткостью в сравнении с конструктивными решениями железобетонных балок с постоянной высотой по всей длине.

5. Балку ломаного очертания можно считать конструкцией равного сопротивления, поскольку разрушению в середине пролета и у опоры отмечается при практически равных уровнях нагружениях ( $4F$  составляет 116,68 кН и 119,82 кН соответственно).

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Цыганков, Н.Н. Техничко-экономические показатели стропильных балок с отогнутой продольной арматурой / Н.Н.Цыганков, Ю.В.Дмитриев, Л.В. Сасонко и др. // Промышленное строительство. – 1970. – №10 – с. 21-22.

2. Шалобыта, Н.Н. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры / Н.Н. Шалобыта, В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Вестник БрГТУ. – 2010. – № 1(61): Строительство и архитектура – С. 78–81.

3. Малиновский, В.Н., Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.В.Матвеевко // Вестник БрГТУ. – 2013. – № 1(79): Строительство и архитектура – С. 128–132.

4. Решетчатая стропильная балка. Пат. 10178 Респ. Беларусь, / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко, П.В. Кривицкий; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u20130914 заявл. 11.11. 2013; опубл. 30.06.2014 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал уласнасці. – 2014. – № 3(98).

5. Двускатная стропильная балка. Пат. 9507 Респ. Беларусь, / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.Н. Шалобыта; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u20130180 заявл. 25.02.2013; опубл. 30.08.2013 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал уласнасці. – 2013. – № 4(93).

6. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н.Киссюк. – М. :Стройиздат, 1974. – 316 с.

7. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.

## МЕТОД ОПТИМИЗАЦИИ СЛОЖНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ НА ПРИМЕРЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПЛОЩАДКИ ПРОМЗДАНИЯ

Марчук И.Н., Уласевич В.П.

**Аннотация.** Изложен метод оптимизации конструктивных систем, критерий оценки которых представлен виде параметрической функции с аргументами, принадлежащими множеству дискретных величин. В отличие от традиционных подходов к поиску экстремума функции цели, метод использует положение комбинаторики и теории чисел.

Кроме того, следует отметить особо, что метод позволяет достичь абсолютной точки экстремума параметрической функции путем замещения начального приближения дискретным множеством аргументов (сортамент и др.), необходимым и достаточным для решения задачи. Рассмотренный в статье метод реализован в вычислительной среде MathCAD при проектировании технологической площадки промздания.

**Введение.** Процесс проектирования зданий и сооружений – один из самых ответственных этапов строительства и требует тщательного анализа конструктивных решений несущих систем. Важным аспектом, как на начальной стадии проектирования, так и в последующей детальной проработке отдельных конструкций является решение проблем оптимального проектирования, позволяющих осуществить выбор наилучшего варианта исполнения в заданных расчетных условиях.

При проектировании стальных конструкций необходимо соблюдать определенные нормами требования, основные из которых – обеспечение несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций, а также учитывать некоторые показатели (критерии оценки) проекта, устанавливаемые заказчиком. Такие показатели могут иметь качественный и количественный характер, в последнем случае таковыми могут выступать стоимость объекта, стоимость в совокупности с эксплуатационными затратами, расход материала на изготовление конструкций в совокупности с предпочтениями в выборе конструкций (ограничение сортамента материалов) и т.д.

В традиционном подходе задачу проектирования стальных конструкций решают последовательно. Вначале варьируют и выбирают геометрическую схему сооружения, типы конструкций, затем принимают исполнение для уже выбранного варианта конструкции [1]. Выбор проектного решения осложняется необходимостью принимать во внимание большое количество внешних и внутренних факторов, параметров и переменных, существенно влияющих как на трудоемкость, так и на результат проектирования.

На сегодняшний день существует ряд подходов к оптимизации конструкций и конструктивных решений с использованием ЭВМ, основными из них являются построение алгоритмов автоматизированного проектирования на основе теорий оптимального проектирования и использование минимизации (максимизации) целевой функции по определенному критерию. Такие подходы к решению проектных

задач позволяют отыскать оптимальное решение, однако имеют ряд недостатков, таких как сложность реализации, погрешность результата, которая связана с численным решением параметрической оптимизации целевой функции либо с некоторыми допущениями теорий оптимизации. В этой связи совершенствование методологии оптимального проектирования конструктивных решений – задача актуальная как в теоретическом, так и в практическом плане.

В данной статье представлен более подробный анализ перечисленных выше решений оптимизации проектирования и приведен альтернативный метод, позволяющий получить численное решение оптимизации целевой функции на основе комбинаторики и теории чисел.

### **Анализ методов оптимального проектирования конструкций**

*Алгоритмизация.* Построение алгоритмов автоматизированного проектирования на основе теорий оптимального проектирования представляет собой выявление взаимосвязей между основополагающими геометрическими, физическими параметрами конструкций построение зависимостей, вывод эмпирических формул и т.д. необходимых для решения задачи и автоматизации.

Подобного рода решение задач упрощает проектирование, но не может в полной мере раскрыть возможности оптимизации конструктивного решения, в первую очередь из-за сложности анализа взаимосвязей между параметрами и как следствие применение приближений, условностей и т.д. Во-вторых, подход не может обобщить проектирование конструкций, так как для каждого конструктивного решения необходимо индивидуально проводить анализ взаимосвязи параметров (аргументов). К рассмотренному подходу можно отнести автоматизацию традиционных, сложившихся методик проектирования.

*Целевая функция.* Методы оптимизации на основе применения целевой функции используются при проектировании различных типов конструкций и сооружений [2 ÷ 7]. Под оптимальным проектным решением стальной конструкции понимается конструкция с такими параметрами, при которых целевая функция принимает минимальное или максимальное решение. Поскольку на решение задачи накладываются определенные условия, то мы сталкиваемся с задачей определения условного экстремума целевой функции.

Целевую функцию можно представить в следующем виде:

$$K = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n), \quad (1)$$

где:

$K$  – критерий оптимальности;

$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  – функция, описывающая зависимость между критерием оптимальности и параметрами конструктивного решения;

$x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  – параметры конструктивного решения.

Функция  $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  оптимизируется при условиях и ограничениях некоторых или всех аргументов, которые накладываются нормативными документами. В качестве параметров функции цели выступают геометрические, физические и другие характеристики рассматриваемого конструктивного решения, которые в свою очередь тоже могут являться функциями. Оптимальным

называют такое конструктивное решение в допустимой области, в котором целевая функция принимает наименьшее (наибольшее) значение.

Основной проблемой численного решения оптимизации целевой функции с помощью ЭВМ является аналитический характер результатов. Некоторые параметры (аргументы) дискретны, т.е. их функции терпят разрывы, а, следовательно, не дифференцируемы и не интегрируемы. Они заменяются на непрерывные, и как следствие результат оптимизации не привязан к сортаменту листовой стали (применительно к составным сечениям конструкций). Следовательно, привязка результатов решения задачи к сортаменту дает погрешность. Еще одной проблемой в описанном методе является сложность решения с математической точки зрения. Существует необходимость задавать начальное приближение значений аргументов, что также может существенно влиять на конечный результат.

### **Предлагаемый метод оптимизации целевой функции**

Решение задачи оптимизации сложной целевой функции может быть найдено с помощью положений комбинаторики и аналитической теории чисел. Такой метод оптимизации применим в случае, когда аргументы принадлежат к множеству дискретных значений, т.е. когда функция аргумента прерывиста и не может быть продифференцирована.

Применительно к проектированию стальных конструкций ограничениями будут являться требования нормативных документов, а в качестве аргументов будут выступать геометрические, физические параметры конструкции или системы конструкций. Например, класс стали, сортамент листового или фасонного металлопроката, унифицированные параметры рассматриваемой системы, шаг прогонов, балок настила, и т.д., следовательно, дискретные множества значений известны. Рассмотрение задачи в обратном порядке делает возможным качественное исполнение оптимизации с пресечением описанных ранее погрешностей.

Представим целевую функцию в следующем виде:

$$K = f(a_i, b_j, c_k, \dots, n_t), \quad (2)$$

где:

$K$  – критерий оптимальности;

$a, b, c, \mathbf{K}, n$  – аргументы функции, так что:

$a_i \in A, i = 1 \mathbf{K} |A|; b_j \in B, j = 1 \mathbf{K} |B|; c_k \in C, k = 1 \mathbf{K} |C|; n_t \in N, t = 1 \mathbf{K} |N|;$

$A, B, C, \mathbf{K}, N$  – множества дискретных значений аргументов;

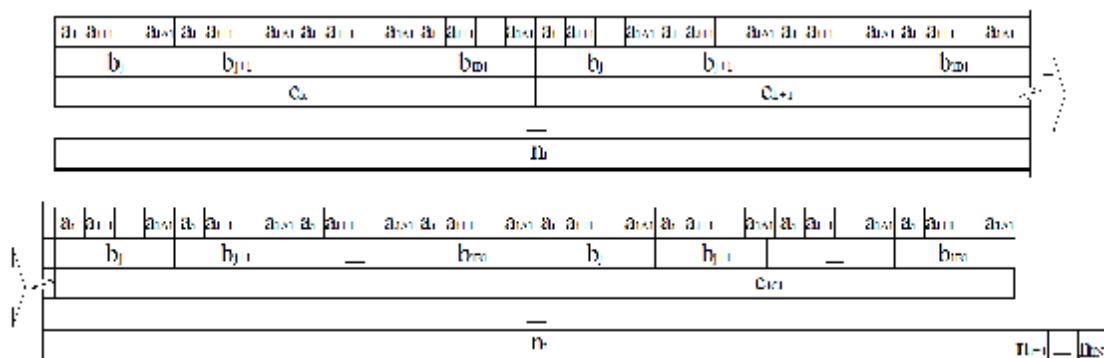
$|A|, |B|, |C|, \mathbf{K}, |N|$  – соответственно мощности множеств  $A, B, C, \mathbf{K}, N$ .

Для оптимизации представленной функции предлагаемым нами методом необходимо построить совокупное множество, состоящее из комбинаций подмножеств (множеств аргументов). Далее необходимо произвести корректировку совокупного множества на основе ограничений, образующих целевую функцию. Формирование совокупного множества на основе множеств аргументов представлено на рисунке 1.

Мощность совокупного множества (комбинаций аргументов) определяется как произведение подмножеств:

$$|S| = |A| \cdot |B| \cdot |C| \cdot |K| \cdot |N|, \quad (3)$$

где  $|S|$  – мощность совокупного множества аргументов.



**Рисунок 1 – Формирование совокупного множества на основе аргументов функции  $a, b, c, K, n$  из множеств  $A, B, C, K, N$  соответственно**

Критерий оптимальности вычисляется для каждой комбинации аргументов внутри скорректированного по ограничениям совокупного множества. По вычисленным критериям производится сопоставление комбинаций между собой и выбор наиболее оптимальной в заданных расчетных условиях.

*Рассмотрим пример.*

Дана целевая функция в следующем виде:

$$K = f(a, b, c) = a^2 - 5 \cdot b^2 + 20 \cdot b \cdot c, \quad (4)$$

где:

$a_i \in A, i = 1 \dots |K|A|$  – выборка из некоторого множества  $A = \{3, 2, 6\}$ ;

$b_j \in B, j = 1 \dots |K|B|$ , – выборка из некоторого множества  $B = \{5, 1, 6, 8\}$ ;

$c_k \in C, k = 1 \dots |K|C|$ , – выборка из некоторого множества  $C = \{9, 7\}$ .

Необходимо найти минимум функции  $K$  при условиях (5), (6).

$$a + b + c > 14 \quad (5)$$

$$(c - b^2 + a^3)^2 < 290 \quad (6)$$

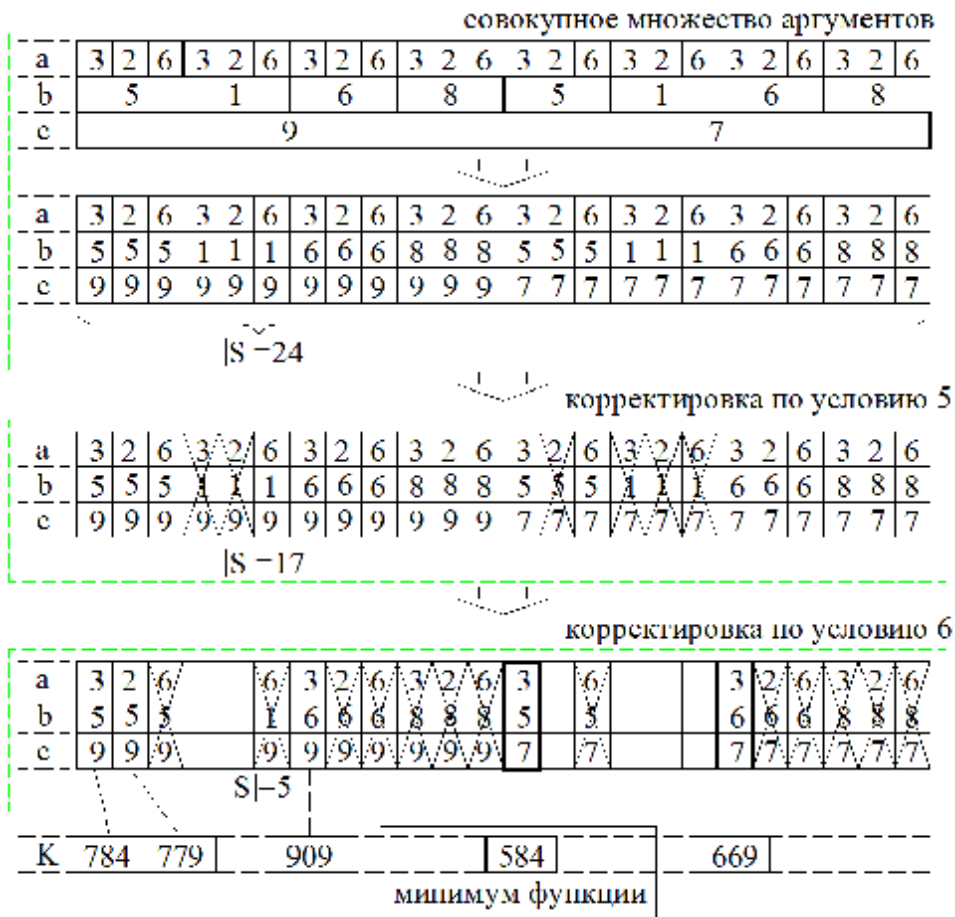
*Решение.* Для наглядности представим решение в виде схемы (рисунок 2).

После формирования совокупного множества аргументов функции  $a, b, c$  описанным выше способом, необходимо поочередно произвести его корректировку по условиям (5) и (6). Далее вычисляются значения критерия оптимизации  $K = f(a, b, c)$  для каждой комбинации.

Мощность совокупного множества аргументов  $a, b, c$  функции будет равна произведению мощностей выборок  $A, B, C$ :

$$|S| = |A| \cdot |B| \cdot |C| = 3 \cdot 4 \cdot 2 = 24 \quad (7)$$

Путем сопоставления критерия оптимальности выбирается одна или несколько комбинаций, при которых функция принимает наименьшие значения. Наиболее выгодные комбинации аргументов и будут являться решением задачи в заданных условиях.



**Рисунок 2 – Решение задачи оптимизации целевой функции предложенным нами методом**

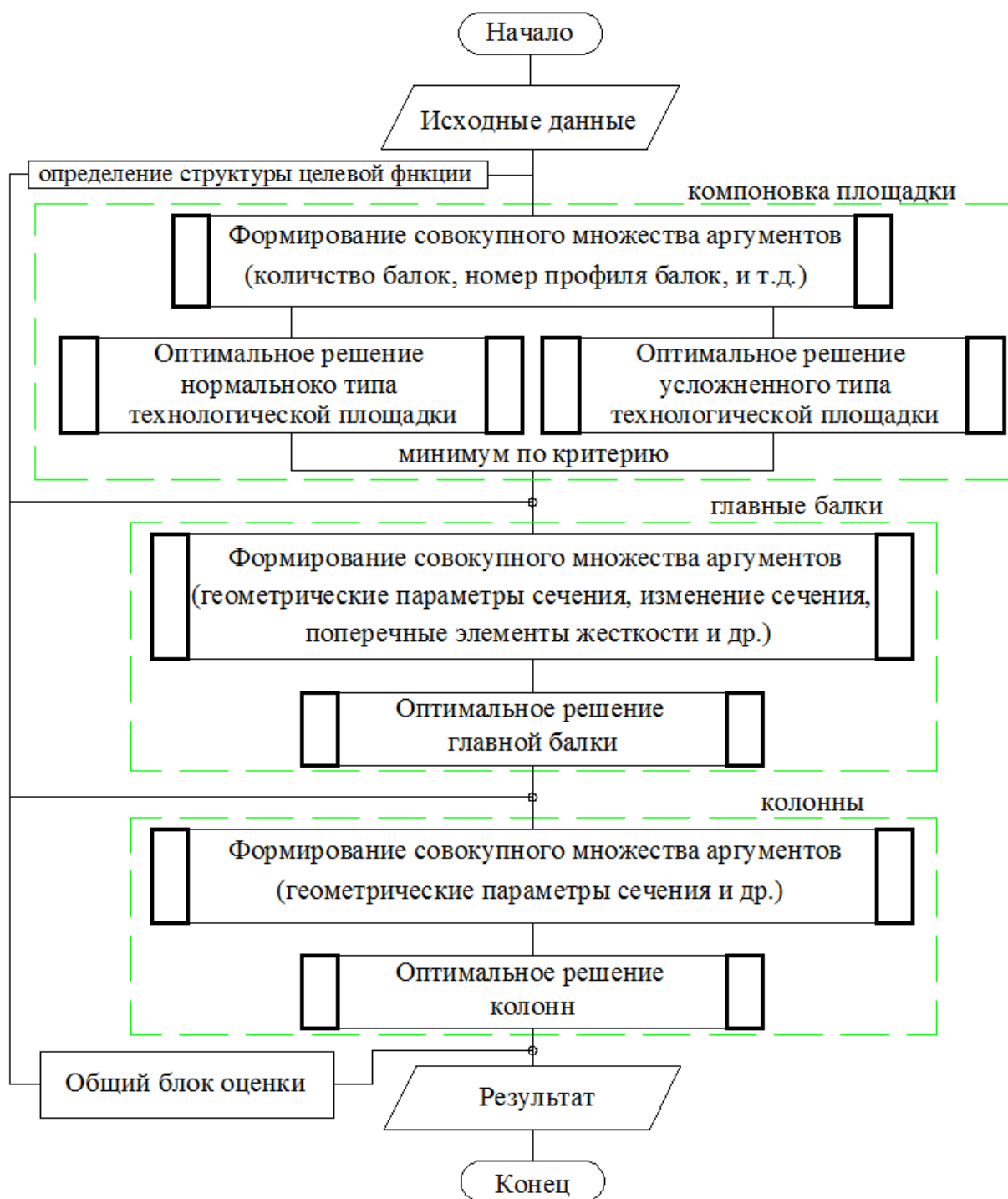
### Оптимальное проектирование технологической площадки

Балочная технологическая площадка – металлическая конструкция каркасного типа, состоящая из главных и второстепенных балок и настила. Применяются в корпусах скруббера и для других технологических операций на различных объектах промышленности.

Оптимальным решением технологической площадки в условиях заданных основных генеральных размеров, временной нормативной нагрузки и др., является поиск наиболее экономичного варианта компоновки и выбора типа (нормальный или усложненный) балочной клетки, а также исполнения основных несущих конструкций, поэтому к ее проектированию применим изложенный в статье метод оптимизации конструктивных решений.

Для технологической площадки критериями оценки качества проектирования в количественном выражении могут выступать: материалоемкость конструкций, их отпускная цена либо общая стоимость с учетом монтажных работ и др. Для выбранного критерия оценки определяется структура целевой функции с учетом параметров площадки. Блок-схема алгоритма автоматизированного проектирования технологической площадки представлена на рисунке 3.

Матрица совокупного множества аргументов при оптимизации технологической площадки может достигать мощности порядка  $10^5$ - $10^6$  возможных комбинаций при неизменной сетке колонн. Однако, если допустить вариацию в пределах некоторой унификации сетки, становится возможным увеличить на несколько порядков мощность совокупного множества, а следовательно, повысить качество оптимизации проекта.



**Рисунок 3 – Блок-схема алгоритма автоматизированного проектирования технологической площадки**

Представленный в статье метод реализован средствами программирования MathCAD при проектировании технологической площадки промздания.

**Выводы и дальнейшие перспективы исследования.** Изложенный в статье метод оптимизации сложных конструктивных решений позволяет пресечь недостатки и погрешности традиционных методов, и гарантирует самый экономичный вариант из возможных в заданных расчетных условиях при конкретных исходных данных.

На основе комбинаторики и аналитической теории чисел в связке с целевой функцией возможно создание в перспективе методик проектирования конструктив-



ных решений здания зданий и сооружений в целом (в пределах вычислительных возможностей ЭВМ). Формирование совокупного множества аргументов функции, предоставляет возможность включения огромного числа параметров, определяющих критерий оптимальности. Такой подход позволяет рационально использовать материальные ресурсы, повышая конкурентоспособность отечественной строительной продукции, и применим для любых типов зданий.

**Заключение.** Изложенное в статье позволило сделать следующие выводы:

1. Использование положений комбинаторики и аналитической теории чисел упрощает поиск экстремумов параметрической функции;
2. Метод оптимального проектирования максимально объективен, так как исключает проблемы поиска решения задачи, в том числе связанные с анализом взаимосвязи параметров (аргументов) целевой функции;
3. Применение изложенного метода оптимального проектирования позволит повысить эффективность оптимизации сложных конструктивных решений;
4. Метод имеет значительные перспективы, так как применим не только к проектированию конструкций, но и к любой стадии строительного производства.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Парлашкевич, В.С., Василькин, А.А., Булатов, О.Е. Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок. М. : МГСУ, 2013. 152 с
2. Клюев, С.В., Клюев, А.В., Лесовик, Р.В. Оптимальное проектирование стальной пространственной фермы // Вестник ТГАСУ. 2008. № 1. С. 74—78.
3. Востров, В.К., Василькин, А.А. Оптимизация высот поясов стенки резервуара // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2005. № 11. С. 37—40.
4. Пелешко, І.Д., Юрченко, В.В. Оптиміальне проектування металевих конструкцій на сучасному етапі (огляд праць) // Металлические конструкции. 2009. № 1. Т. 15. С. 13—21.
5. Барановская, Л.В. Использование метода проекций градиента при оптимальном проектировании металлоконструкций тяжелых козловых кранов // Вестник СГТУ. 2010. № 1 (44). С. 24—27.
6. Лихтарников, Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. М. : Стройиздат, 1979. 319 с.
7. Денисова, А.П., Расщепкина, С.А. Методы оптимального проектирования строительных конструкций. М. : Изд-во АСВ, 2012. 216 с.
8. Марчук, И.Н.. К автоматизации оптимального проектирования составных сечений металлических конструкций // Сборник научных работ / УО «Брестский государственный технический университет» / Брест, 2015. -158-161 с.

## РАЗРАБОТКА И АНАЛИЗ МОДЕЛЕЙ СТАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ABAQUS

Надольский В.В., Полещук А.Л.

**Введение.** Использование информационных технологий позволяет стремительными темпами развиваться всем отраслям, в том числе и строительной. Внедрение комплексов автоматизированного проектирования в строительство позволяет принимать наиболее рациональные решения, а также минимизировать материально-технические ресурсы при производстве.

Одной из наиболее важных задач при проектировании является оценка значений фактической несущей способности элемента. Расчетные модели сопротивления, регламентированные в нормативных документах, подтверждаются большим количеством экспериментов и опытом проектирования. При этом в условиях современного быстрого совершенствования технологий и методов проектирования все шире используют новые оригинальные конструктивные формы, для которых расчетные модели не регламентированы или не применимы. Использование новых конструктивных форм, как правило, требует экспериментального подтверждения. Ввиду высокой стоимости испытаний все большее распространение получают численные методы.

В настоящее время среди численных методов решения с точки зрения точности вычислений, адаптации к вычислительной технике, многообразия и сложности решаемых задач, приближения расчетных схем к реальному объекту наиболее удобно использовать метод конечных элементов, на основании которого создано много систем КЭ-анализа с высокоразвитым интерфейсом, применяемых в инженерной деятельности. Для сопоставимости результатов расчета необходима разработка единых требований к моделям, созданным с использованием метода конечных элементов. Требования должны быть направлены на то, чтобы проектирование с использованием МКЭ было надежным и сопоставимым по точности с инженерными расчетными зависимостями.

В связи с этим разработка и анализ КЭ моделей стальных балок с целью сравнения результатов с экспериментальными данными, полученными при испытании балок в реальных условиях, являются весьма актуальными. Результаты настоящей работы могут быть использованы в качестве основы для дальнейшей разработки моделей и частичного замещения реальных экспериментов моделированием.

**Общие сведения о КЭ моделировании стальных элементов.** На сегодняшний день область применения МКЭ очень широка и охватывает все физические задачи, которые могут быть описаны дифференциальными уравнениями. Главные преимущества метода конечных элементов:

- Метод конечных элементов может быть применен к телам, которые состоят из нескольких материалов, т.к. свойства материалов смежных элементов не обязательно должны быть одинаковыми.

- Криволинейная область может быть описана двумя способами: с помощью прямолинейных элементов или более точно посредством криволинейных элементов.

- Размеры элементов могут быть переменными. Это позволяет укрупнять или измельчать сеть разбиения области на элементы, если в этом есть необходимость.

• Указанные выше преимущества метода могут быть использованы при составлении достаточно общей программы для решения частных задач определенного класса.

Вычисления, которые требуется проводить при использовании метода конечных элементов, слишком громоздки для ручного счета даже в случае решения очень простых задач. Поэтому особенность метода конечных элементов заключается в необходимости составления вычислительных программ и применения вычислительной техники.

Несмотря на то, что принципиальный подход работы программных комплексов одинаковый, программы отличаются набором конечных элементов, которые определяют круг решаемых задач. Множество современных программных комплексов имеют большую библиотеку конечных элементов, использование собственных подпрограмм позволяет создавать свои модели поведения различных материалов, конечные элементы и типы нагрузок. Большинство таких программных комплексов являются программами общего назначения для проведения многоцелевого инженерного анализа. Универсальные программные комплексы позволяют наилучшим образом оценить сложное нелинейно-деформированное состояние модели благодаря обширной библиотеке конечных элементов и их удачной автоматической генерации. Однако в таких программах не предусмотрены в достаточном объеме библиотеки материалов, поперечных сечений элементов согласно различным стандартам, поэтому часто приходится создавать собственные типы поперечных сечений и задавать свойства материала вручную, что значительно увеличивает трудоемкость создания модели. Также существуют сложности с оценкой предельных состояний конструкций согласно требуемым нормам проектирования.

Избежать этого помогают специализированные программные комплексы, предназначенные для строительства. Но многие из них не имеют полной поддержки решения нелинейных задач (таких как моделирование грунта, учет геометрической нелинейности и нелинейности свойств материала т.д.), имеют ограничения размеров задач, автоматическая генерация сетки конечных элементов не всегда является удачной.

**Краткое описание экспериментальных образцов и методики испытаний.** Для оценки значений сопротивления стального элемента с помощью КЭ модели в программном комплексе Abaqus были смоделированы 5 балок, испытания над которыми проводились в лаборатории Лихайского университета Бетлехема, штат Пенсильвания, США. Подробное описание образцов и методики эксперимента представлено в работе].

Испытания были проведены на двух балках, которые изначально отличались только расстоянием между ребрами жесткости. Балки состояли из тестируемой секции, в которой ожидается отказ, и двух усиленных концевых секций, отказ которых сводился к минимуму (рисунок 1). Размеры двух балок идентичны за исключением шага ребер жесткости в тестируемой секции. Толщина стенки в тестируемой секции – 4,9 мм, толщина стенки в остальных секциях – 9,4 мм, толщина верхней полки – 19,8 мм, толщина нижней полки – 19,8 мм, ширина верхней полки – 308,1 мм, ширина нижней полки – 308,1 мм, высота стенки – 1270 мм, ширина ребра жесткости – 101,6 мм, толщина ребра жесткости – 6,4 мм, длина балок – 12500 мм. Сталь в балках применена ASTM 373-56T с пределом текучести 275 МПа.

В балках были установлены поперечные ребра жесткости двух типов: промежуточные и опорные. Все промежуточные ребра были приварены с обеих сторон к стенке и к сжатому поясу. Опорные ребра жесткости, используемые в местах нагружения и опор, имели тавровое сечение. Промежуточные ребра жесткости имели прямоугольное сечение. Сталь уобоих типов ребер имела предел текучести около 300 МПа.

При испытании, тестируемые секции были освобождены от концентраций напряжений во время начального нагружения и, насколько возможно, подвергались «чистому сдвигу». Далее балка проходила стадии нагружения до отказа, сопровождающегося местной потерей устойчивости стенки и образованием характерной растянутой диагонали. Развитие полноценной закритической стадии работы отсека не допускалось. После испытания балки отказавший отсек усиливали постановкой **дополнительных ребер жесткости** и проводили испытания повторно с ожидаемым отказом в не усиленном отсеке.

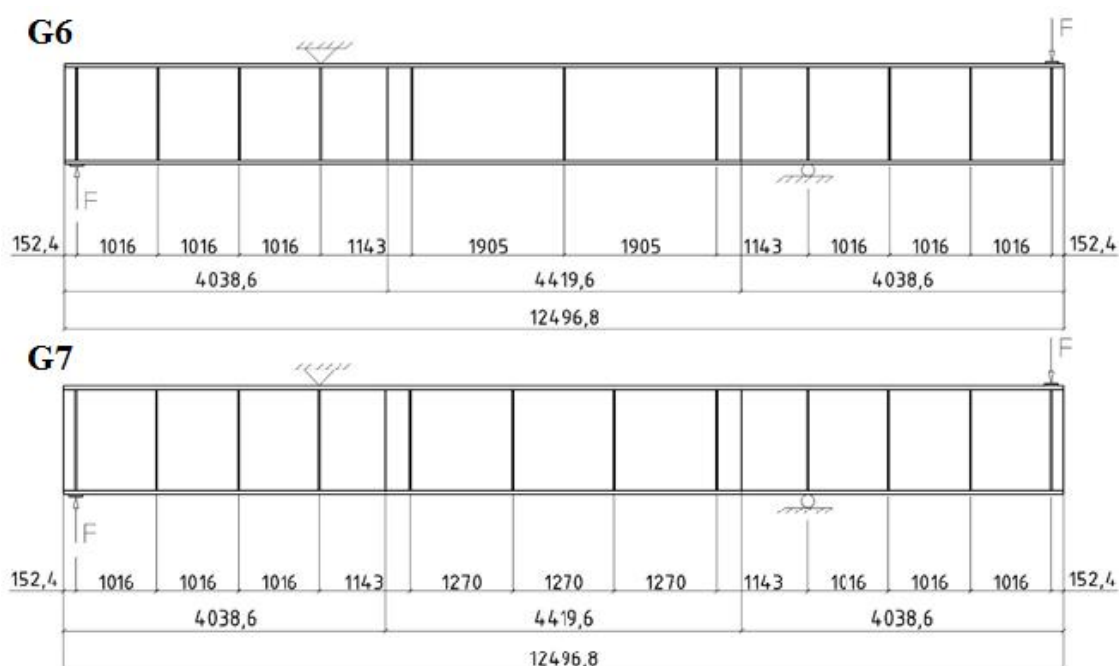


Рисунок 1 – Схема испытательной установки

**Создание модели стального элемента в программном комплексе Abaqus.** При создании тонкостенных элементов можно использовать КЭ элементы shell или solid. Выбор был сделан в пользу shell, т.к. для этой формы добиться точного разбиения на конечные элементы гораздо проще. Вторым фактором стало то, что при расчете модели, созданной с помощью элементов shell, требуется меньше дискового пространства, а соответственно и скорость анализа будет выше, что особенно важно для нелинейного расчета.

Моделируемые балки состоят из следующих частей: верхний и нижний пояса, стенка в испытываемом отсеке, утолщенная стенка за пределами испытываемого отсека, ребра жесткости и утолщенные ребра жесткости в местах загрузки и опор.

В Abaqus нет библиотеки материалов, поэтому все характеристики требуется задавать вручную. Моделируемые балки состоят из двух сталей с заявленными пределами текучести 275 МПа и 300 МПа. Сталь ребер жесткости имеет предел текучести 300 МПа, все остальные элементы – 275 МПа.

Для обеих марок стали были заданы следующие упругие свойства: модуль упругости – 206000 МПа, коэффициент Пуассона – 0,3. Из-за отсутствия данных о фактических значениях предела прочности стали при растяжении и пластических деформациях используемых сталей, были заданы наиболее распространенные значения. Для стали с заявленным пределом текучести 275 МПа заданы следующие пластические свойства: предел текучести – 253 МПа, предел прочности при растяжении – 480 МПа, предельные относительные пластические деформации – 0,02. Для стали с заявленным пределом текучести 300 МПа заданы следующие пластические свойства: предел текучести – 280 МПа, предел прочности при растяжении – 500 МПа, предельные относительные пластические деформации – 0,02.

Нагрузка в моделируемых балках передается через пластины, поэтому были созданы контактные поверхности (верхний пояс и пластина, нижний пояс и пластина). При создании геометрии пластины, был выбран тип «Discreterigid».

Создав нагрузки или закрепления элемента на различных шагах, возможно организовать их последовательное влияние на элемент. В моделях были созданы 3 шага: начальный, первый и второй шаг. На начальном шаге была закреплена балка и отсек, к которому будет приложена сила, эквивалентная геометрическим несовершенствам. На верхнем поясе создано закрепление с ограничением перемещений по  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . На нижнем поясе – с ограничением перемещений по  $y$ ,  $z$ . Угловые точки стенки отсека закреплены от перемещений по  $z$ .

На первом шаге были приложены собственный вес и давление, эквивалентное геометрическим несовершенствам. Геометрические несовершенства были учтены с помощью эквивалентной силы. Согласно ТКП EN 1993-1-5 [2] величина эквивалентных геометрических несовершенств может быть принята равной минимальной из значений  $(a/200, b/200)$ , где  $a$  и  $b$  являются сторонами рассматриваемого отсека. Для получения эквивалентной силы, к отсеку прикладывалось некоторое давление до тех пор, пока перемещения в нем не достигли эквивалентных геометрических несовершенств.

На втором шаге были приложены узловые силы к контактным пластинам на поясах.

После создания загружений была построена сетка конечных элементов. Для уменьшения погрешности при использовании МКЭ необходимо, чтобы элементы имели оптимальную форму. Т.е. разбитые элементы должны иметь форму простейших равносторонних фигур (квадрат, равносторонний треугольник).

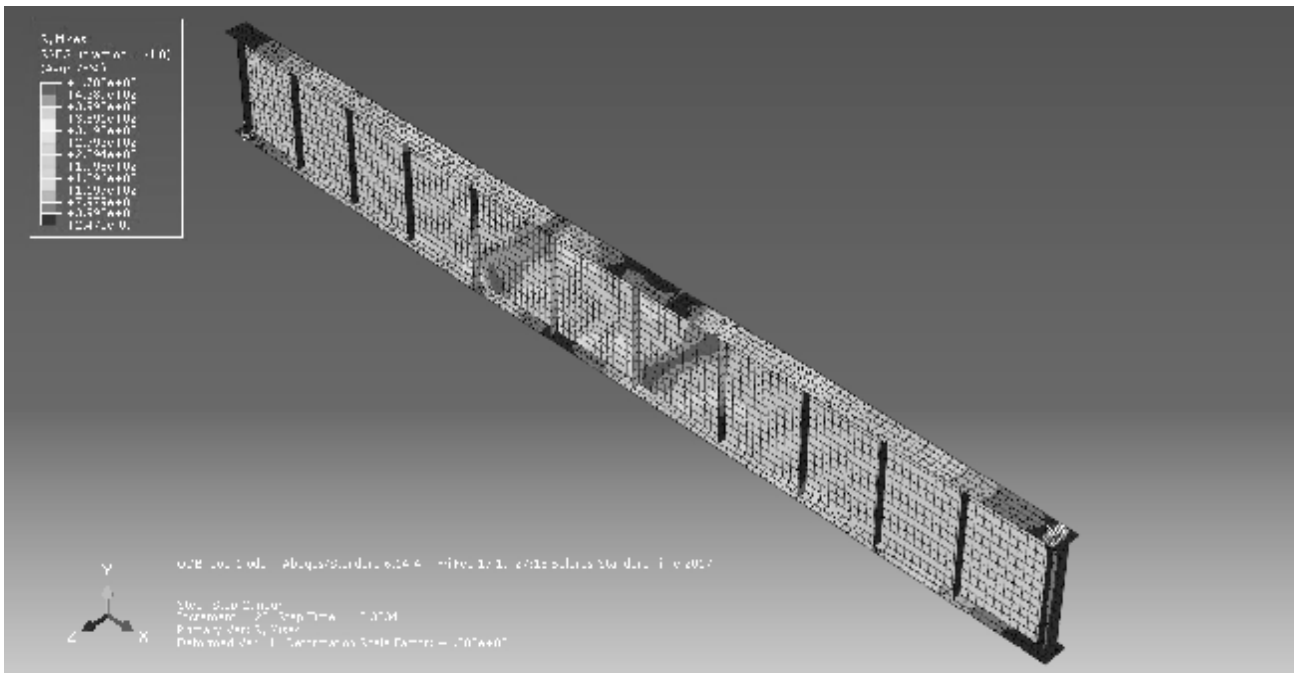
При построении сетки конечных элементов важно учитывать следующие рекомендации:

- Отношение сторон элемента должно быть не более 1:10;
- Углы пластинчатых элементов должны быть между 30 и 150 градусами;
- Если вершины четырехугольника находятся не в одной плоскости, то следует использовать два треугольных элемента;
- Четырехугольный пластинчатый элемент не должен иметь самопересечений;
- Четырехугольный пластинчатый элемент должен быть выпуклым.

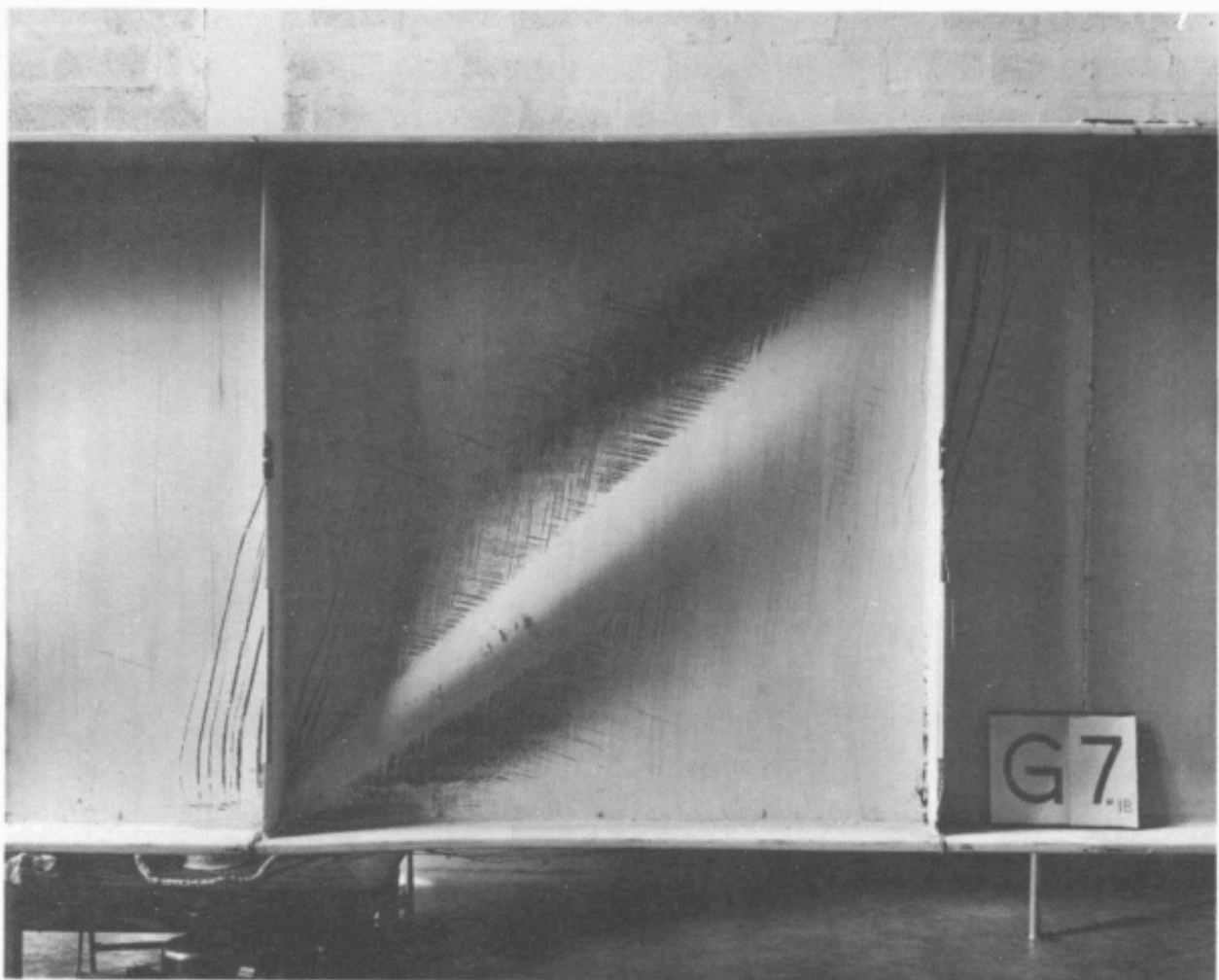
Степень измельчения сетки балки была подобрана путем сравнения полученных результатов с экспериментальными и составила 100мм, для контактных пластин – 30 мм. Тип конечного элемента – S4R. Сетка была сгенерирована и структурирована автоматически.

Расчет проводился нелинейный с начальным приращением – 0,1 от нагрузки, минимальным приращением –  $1 \cdot 10^{-5}$  и максимальным приращением, равным величине действующей силы.

На рисунке 2 представлена КЭ модель одного (G7 T1) из испытываемых образцов при достижении предельной нагрузки. На рисунке 3 представлен отказавший отсек балки G7 T1.



**Рисунок 2 – Балка G7T1 после достижения предельных деформаций**



**Рисунок 3 – Деформации стенки и поясов балки G7**

**Заключение.** На основании численного и качественного анализа смоделированных в программном комплексе Abaqus стальных балок, испытания которых проводились в лаборатории Лихайского университета Бетлхема, США [0], можно сделать следующие выводы. Полученные результаты работы балок (нагрузки и перемещения) были сопоставлены с результатами натурального эксперимента, отличие значений составило менее 10% в четырех моделях из пяти. В одной модели значения различались на 20%. Дополнительными факторами, влияющими на неопределенность результатов, являются отсутствие таких исходных данных как фактический предел текучести для одной из использованных сталей, предел прочности при растяжении, относительные деформации, геометрические сечения ребер жесткости и т.д.

При дальнейшем исследовании возможно получение адекватных результатов моделирования элемента для различных стадий работы материала. Это позволит исследовать и совершенствовать элементы, сокращая объемы дорогостоящих реальных испытаний.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Basler, K. Web buckling tests on welded plate girders, Part 3: Tests on plate girders subjected to shear – Fritz Engineering Laboratory Lehigh University Bethlehem – 1960. – 48с.
2. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций: ТКП EN 1993-1-5-2009\*. Введ. 01.01.2010– Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2014. – 51 с.
3. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. Введ. 01.07.12. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 70 с.

## ОРГАНИЗАЦИОННЫЙ МЕХАНИЗМ ВНЕДРЕНИЯ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ ПОДГОТОВКЕ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

Осопрелко Р., Кисель Е.И.

Важнейшим этапом создания продукции строительства в виде законченных зданий и сооружений является подготовка строительства вообще и строительного производства в частности.

Подготовка строительства осуществляется по следующим направлениям:

1. Техничко-экономические исследования целесообразности строительства объекта.

2. Проектирование объекта.

3. Инженерно-техническая подготовка к строительству.

Каждое направление имеет свои задачи. В процессе технико-экономических исследований определяются основные технико-экономические показатели будущего объекта и оценивается экономическая целесообразность его строительства. На стадии проектирования разрабатываются конструктивно-компоновочные решения объекта, методы организации его строительства и технология производства работ, определяется сметная стоимость строительства. После этого осуществляется инженерно-техническая подготовка к строительству, которая включает комплекс мероприятий по устройству строительной площадки.

В существующей практике организационно-технологического проектирования строительных площадок в Республике Беларусь можно отметить как положительные, так и отрицательные моменты.

В настоящее время существует большое количество нормативных документов, регламентирующих устройство строительной площадки, каждый из которых затрагивает определенный этап подготовительного периода строительства. Несмотря на это уровень организации строительной площадки продолжает оставаться недостаточным.

Анализ соответствия состава проектов организации строительства (ПОС) требованиям ТКП 45-1.03-161-2009 «Организация строительного производства» показал, что более половины разработанных в составе проектно-сметной документации ПОС разработаны в сокращенном варианте, т.е. не могут быть использованы. Низкий уровень качества ПОС и организационно-технологической документации в целом неизбежно приводит к тому, что фактически эта документация не используется подрядными организациями. В этой связи строительные организации сталкиваются со следующими особенностями:

1. Дублированное проектирование, когда подрядным организациям приходится разрабатывать организационно-технологическую документацию в соответствии с теми ресурсами и производственными мощностями, которыми они обладают. Следствием чего является увеличение стоимости подрядных услуг, несоблюдение сроков строительства, а главное появляется необходимость работы в авральном режиме, что негативно сказывается на качестве конечной продукции.

2. Разработка основных проектных документов по организации стройплощадки более отсталая, чем при выпуске других разделов проектно-сметной документации, слабо внедряются научно-технические достижения при организационно-технологическом проектировании.



В настоящее время нет научно-обоснованной технологии составления ППР в целом и отдельных его частей. Нет обоснованных норм трудозатрат на разработку ППР и его элементов. Как правило, документы ППР выдаются отдельными частями, что приводит к спешке, низкому качеству работ, к невозможности выполнять работу равномерно.

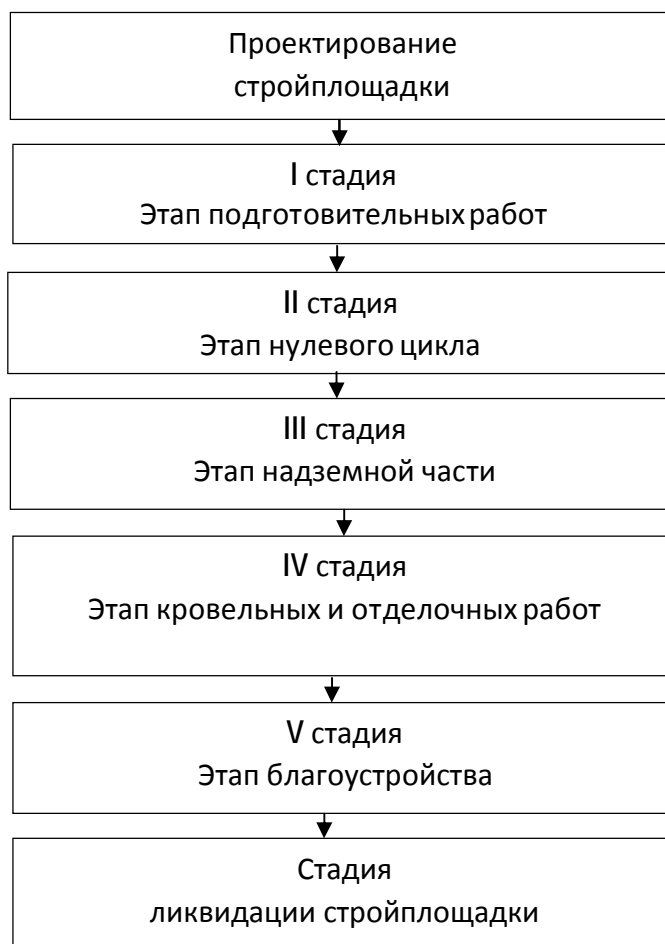
3. Нехватка соответствующих инженерно-технических работников, что также отражается на выпуске проектной документации низкого качества или сокращенного объема. Так, в составе ППР почти не разрабатываются календарные планы строительства, графики потребности в механизмах, рабочей силе; типовые технологические карты передаются стройкам зачастую без привязки. Практически исключено вариантное проектирование организационно-технологических решений.

Наиболее характерные дефекты и нарушения, допускаемые участниками строительства при подготовке строительных площадок [1].

- невыполнение водоотводных мероприятий на объекте;
- отсутствие на стройплощадках ограждений и ограждений опасных зон (котлованов, проемов в перекрытиях, открытых колодцев, перекрытий лоджий, лестниц);
- несоответствие подключения временных сетей энергоснабжения;
- отсутствие временных подъездных дорог;
- движение автотранспортных средств осуществляется с нарушениями схемы движения транспорта по въездам и выездам со стройплощадки;
- освещение строительной площадки и рабочих зон в темное время суток не соответствует требованиям ППР и ТНПА;
- на строительной площадке не обеспечена высокая культура строительного производства и труда рабочих;
- хранение строительных материалов на строительной площадке осуществляется с нарушением требований стандартов;
- несоответствие (неудовлетворительное состояние) ограждений строительных площадок проектной документации, строительным нормам и правилам (а именно: наличие деформаций ограждений, вмятин, нарушение целостности ограждений, отсутствие защитных козырьков, наличие отклонений ограждений по вертикали и т.д.);
- освещение строительной площадки и рабочих зон в темное время суток не соответствует требованиям ППР и ТНПА;
- до начала возведения зданий и сооружений не выполнено устройство постоянных и временных внутриплощадочных дорог и инженерных сетей (водо-тепло-энергоснабжения и др.), необходимых на время строительства;
- строительные-монтажные работы ведутся без утвержденных проекта организации строительства и проекта производства работ;
- складирование строительных материалов и конструкций на насыпных неуплотненных грунтах;
- отсутствие (неработающее состояние) пунктов моек колес на строительных площадках (а именно: отсутствие моечных аппаратов, отсутствие воды в баках, предназначенных для мойки, отсутствие самих баков или емкостей для воды);

- загромождение строительных площадок строительным и бытовым мусором, складированными материалами и конструкциями.

Важным является также учет жизненного цикла стройплощадки для планирования и организации ресурсов (рис.1), т.к. на каждой стадии обновляются решения о привлекаемых ресурсах (транспорт, материалы, работающие, монтажные механизмы, водные, энергетические и другие ресурсы строительства), ограничениях, компетенциях команды, затратах, результатах, рисках.



**Рисунок 1 – Стадии жизни строительной площадки**

Решение о проектировании стройгенплана на отдельные этапы или периоды строительства объекта следует принимать с учетом:

1. Принципиальных решений (рекомендаций), принятых в общеплощадочном СГП в составе ПОС;
2. Дополнительных условий заказчика, если таковые имеются;
3. Особенности объемно-планировочных и конструктивных решений

Проектирование объектного стройгенплана для отдельных этапов работ имеет свои особенности.

При проектировании стройгенплана для этапа подготовительных работ уточняют расположение внеплощадочных и внутриплощадочных дорог и сетей; места складирования растительного грунта; размещение установок, предназначенных для инженерной подготовки территории строительства; складские площадки; временные здания и сооружения, ограждения и другие устройства.

Стройгенплан на период нулевого цикла содержит места складирования грунта, предназначенного для обратной засыпки под полы и в пазухи; землевозные временные дороги; ограждения и места сходов в котлован; обноску; существующие и перекладываемые коммуникации.

Стройгенплан на период возведения надземной части здания является одним из документов, предъявляемых строительной организацией в органы Госгортехнадзора для приемки в эксплуатацию грузоподъемных кранов.

В стройгенпланах на периоды кровельных или отделочных работ особое внимание уделяется установке подъемников, размещению штукатурных и малярных станций, агрегатов для подогрева и подачи мастик, выделению мест для хранения огнеопасных материалов.

Стройгенплан на благоустройство включает в себя работы по планировке территории, устройству пешеходных дорожек, площадок для отдыха, спортивных площадок, размещение на территории городка навесов для отдыха, мест для курения, различных стендов, устройство ограды, посадку кустарников, цветов и др.

Развивающиеся в настоящее время тенденции динамичного внедрения новых материалов, оборудования и организационно-технологических решений в строительной области приводят к существенному увеличению объема информации, которую приходится использовать строителям-профессионалам. При этом, несмотря на значительное количество входящих информационных потоков, большая часть из них не находит отражения в окончательном варианте проектной документации либо не поступает на строительную площадку в виде директивных указаний. Соответственно, необходимые на каждой стадии реализации проекта информационные потоки не оказывают должного влияния на организационно-технологический потенциал строительного проекта. Особенно острой данная проблема является для крупных строительных проектов, на реализацию которых в большей степени может повлиять использование новой актуализированной информации. Основная причина подобной потери информации состоит в неэффективности управления информационными потоками [2].

Одним из направлений систематизации информационных потоков являются BIM-модели.

BIM-технологии – эффективный шаг использования информационных технологий в проектировании и строительстве. В основе BIM лежит трехмерная информационная модель, на базе которой организована работа всех участников инвестиционного проекта, в том числе при устройстве строительной площадки. Использование BIM-технологии позволит повысить уровень качества проектных работ, сократить непредвиденные расходы на строительство за счет уменьшения количества ошибок на стадии проектирования, сократить сроки и стоимость строительства, тем самым оптимизируя финансовые потоки.

Современные программные комплексы позволяют производить сложные расчеты, осуществлять автоматический подбор необходимых материальных ресурсов и элементов, выявлять ошибки в ходе проектирования и своевременно устранять их, что снижает трудоемкость процесса подготовки строительного производства.

Для проектирования стройгенплана используется стандартный специализированный план, получивший название строительная площадка. На данном

плане всегда отображается актуализированный план проектируемого объекта в сочетании с топографией земельного участка, включающего показ ландшафта, горизонтальной и вертикальной планировок. В соответствии с проектными потребностями на стройплощадку наносятся необходимые объекты строительного хозяйства, определяемые библиотекой соответствующих компонент. Для недостающих компонент предусмотрен специальный редактор, позволяющий проектировать любые типоразмеры объектов строительного хозяйства.

ВМ-технология обладает рядом преимуществ, в том числе:

- сокращает время проектирования и строительства и тем самым оптимизирует финансовые потоки и кредитование, сокращает сроки и стоимость строительства;

- на ранних этапах может оценивать объемы материальных ресурсов и работ, стоимость строительства;

- имеет возможность проводить проверку в пространственно-временной коллизии на стройплощадке, анализировать и оптимизировать использование машин и механизмов;

- создает концептуальную 3D-модель, которая может максимально соответствовать будущему объекту;

- сокращает количество ошибок за счет скоординированной работы участников;

- может предложить заказчику варианты проектных решений строительной площадки, снабжая эти решения исчерпывающей аргументацией;

- может проводить симуляцию процесса строительства, создавать графики строительства, оптимизировать время работы дорогостоящей строительной техники, определять сроки участия в проекте субподрядчиков, оптимизировать объемы материальных ресурсов;

- позволяет точно планировать работу на площадке строительной техники, создавать корректные графики закупки материалов и улучшать все ключевые логистические процессы строительства и эксплуатации и т.д.

Технологии ВМ могут решить целый ряд актуальных задач:

- а) повысить точность расчетов по устройству, содержанию и ликвидации стройплощадки,

- б) уменьшить время на получение оценочной стоимости проекта стройгенплана и сметной стоимости,

- в) снизить количество пространственных коллизий (ошибок) до нуля,

- г) сократить сроки проектирования до 30% и стоимость строительства в целом на 10–30%.

Это происходит за счет нового уровня управления информацией об объекте строительства.

С целью эффективного внедрения ВМ-технологий в процессе подготовки строительного производства необходимо выработать организационный механизм, который позволит обеспечить достижение необходимых результатов в зависимости от сложности организационных задач:

1. Анализ специализации и сложности возводимых объектов.

2. Анализ организационных рисков подрядной организации (сбои, коллизии).

Организационные риски связаны, в первую очередь, с непродуктивным взаимодействием между специалистами, занимающимися проектированием различных разделов, - архитекторами и конструкторами, архитекторами и инженерами, инженерами и конструкторами.

На базе BIM-модели может быть организована совместная работа всех специалистов, работающих над проектом. Технология BIM позволяет автоматически распознавать коллизии и вносить изменения в проект на более ранних стадиях. Тем самым значительно повышается качество проектной и рабочей документации.

3. Выбор основных BIM-процессов, необходимых для внедрения технологий.
4. Проектирование варианта локальной сети для участников подготовки строительного производства (рис.2).



Рисунок 2 – Локальная сеть для участников подготовки строительного производства

5. Обучение и повышение квалификации.
6. Внедрение BIM-технологий в реальные процессы и мониторинг.
7. Окончательное формирование системы управления на основе BIM- технологий.

Внедрению BIM-технологий препятствуют высокие материальные затраты. В первую очередь необходима закупка новейшего компьютерного оборудования (системные блоки, мониторы, 3D принтеры).

Применение строительных 3D принтеров повысит точность возведения зданий и многократно сократит сроки их сдачи. Автоматизация ручного труда

позволит сократить численность строительных рабочих и минимизировать риск производственных травм. Однако, подготовка специалистов по BIM в наших вузах до сих пор практически не ведется, и это сильно тормозит переход проектно-строительной отрасли на эту перспективную технологию. Так же, как и серийное производство и строительство на основе 3D печати - это вопрос времени, которое требуется на развитие этой технологии.

В будущем на строительных площадках планируется использовать технологические инструменты мониторинга. Речь, в том числе, идет об квадрокоптерах, которые используются в строительной отрасли по различным причинам. Они управляются дистанционно и имеют ряд преимуществ в решении различных задач, за счет возможности передачи видео и фото в реальном времени с размещенной на дроне камеры. Данные, полученные в результате этой съемки, будут формировать трехмерные модели. При помощи квадрокоптера можно сделать качественные аэрофотоснимки строительной площадки или готовых объектов. Изображения и видео можно получить в любой момент проведения строительных работ - это удобно для записи поэтапного процесса строительства и использования этих данных в отчетах для инвесторов, кредитных учреждений и прочих заинтересованных лиц и организаций.

Для успешного внедрения BIM-технологий в организационно-технологическую подготовку на этапе подготовки строительного производства необходимо разработать технологию параллельной работы всех D уровней.

Для реализации этого процесса нужна помощь специалистов по внедрению, обучению, адаптации и интеграции всех ресурсов.

**Вывод.** В данной статье были рассмотрены направления возможного применения информационных моделей управления подготовкой строительного производства, рассмотрены основные этапы жизненного цикла строительных площадок. Представлены основные организационные задачи.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Справочно-аналитический материал об итогах работы системы органов Госстройнадзора Госстандарта за 2015 год/ Департамент контроля и надзора за строительством. – Минск, 2016. – 96с.

2. Лapidус А.А., Демидов Л.П. Исследование факторов, влияющих на показатель потенциала строительной площадки // Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 160—166.

## РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОСОСЖАТЫХ КОЛОН БЕСКАПИТЕЛЬНО-БЕЗБАЛОЧНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ

Павликов А.Н., Гарькавая О.В.

**Введение.** Широкое распространение в строительной отрасли Украины получила бескапитально-безбалочная конструктивная система зданий [1]. Эта система характеризуется широкими возможностями планировочных решений, которые не влияют на устойчивость и теплоемкость здания [2]. Бескапитально-безбалочный каркас здания состоит из двух основных несущих элементов: колонн и плит перекрытия. При этом отсутствие выступающих из плоскости перекрытия частей, таких как: ригели, консоли или капители дает возможность с успехом использовать этот каркас для зданий любого назначения, в частности в жилищном строительстве [3].

Одним из основных направлений совершенствования зданий бескапитально-безбалочной системы является уточнение методик расчета ее несущих элементов и уменьшение на этой основе расхода материалов, снижение стоимости строительства и повышения доступности жилья. Совершенствование расчетов прочности колонн актуально ввиду того, что колонны данной системы из-за особенностей передачи нагрузки с плит [4] работают в условиях сложного деформирования, то есть испытывают косоое сжатие [5].

На сегодня конструкции, работающие в условиях сложных деформаций, очень часто рассчитывают на простые виды деформации в ортогональных главных плоскостях инерции. Проектировщики вынуждены прибегать к такому упрощению, поскольку совершенных и одновременно достаточно простых методик расчета прочности косодеформированных железобетонных конструкций не разработано. А это, конечно, приводит к искажению истинной картины работы конструкции и, как следствие, к перерасходу материалов и даже к авариям.

**Анализ последних исследований.** Существует значительное количество исследований, посвященных разработке методик расчета косодеформированных элементов. Анализ последних публикаций [6 – 10] показывает, что наиболее целесообразно совершенствовать существующие предложения по расчетам несущей способности путем применения нелинейной деформационной модели, деформационного критерия прочности и диаграмм физического состояния материалов, среди которых внимания заслуживают двухлинейные аппроксимации диаграмм деформирования бетона и арматуры [7].

**Постановка целей и задач исследований.** Целью настоящей статьи является усовершенствование расчета прочности железобетонных колонн бескапитально-безбалочной конструктивной системы зданий с учетом реального напряженно-деформированного состояния.

**Методика исследований.** В основу теоретических исследований напряженно-деформированного состояния косодеформированных железобетонных колонн положены предпосылки согласно [11].

Для описания двухлинейной диаграммы состояния бетона приняты следующие зависимости:

$$\text{при } 0 < e_c \leq e_{c3,cd} \quad s_c = E_{cd} e_c; \quad (1)$$

$$\text{при } e_{c3,cd} < e_c \leq e_{cu3,cd} \quad s_c = f_{cd}, \quad (2)$$

где  $\varepsilon_{c3,cd} = 0,48 \dots 0,97 \text{ ‰}$  – значение деформаций бетона, соответствующее границе его условно упругой работы [11, табл. 3.1];

$E_{cd} = f_{cd} / \varepsilon_{c3,cd}$  – расчетное значение модуля упругости бетона;

$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,38 \dots 2,06 \text{ ‰}$  – максимальные значения деформаций бетона, соответствующие границе условно пластического участка диаграммы [11, табл. 3.1].

Связь между напряжениями и деформациями в арматуре описывается зависимостями:

$$\text{при } 0 < e_s \leq e_{s0} \quad s_s = E_s e_s; \quad (3)$$

$$\text{при } e_{s0} < e_s \leq e_{ud} \quad s_s = f_{yd}, \quad (4)$$

где  $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$  – значение деформаций арматурной стали, определяющих границу упругого участка диаграммы;

$E_s$  – модуль упругости арматурной стали;

$\varepsilon_{ud} = 25 \dots 12 \text{ ‰}$  – максимальные значения деформаций арматурной стали, соответствующие границе пластического участка диаграммы.

С учетом принятых предпосылок расчетная схема напряженно-деформированного состояния нормального сечения кососжатой железобетонной колонны квадратного профиля приобретает вид, приведенный на рисунке 1.

Согласно расчетной схемы (рис. 1) общая система уравнений равновесия в системе координат  $X_0 Y_0 Z_0$  будет выглядеть так:

$$\sum Z_0 = - \iint_{A_c} s_c dx_{0,c} dy_{0,c} + \iint_{A_{ct}} s_{ct} dx_{0,ct} dy_{0,ct} + \sum_{i=1}^n s_{si} A_{si} - N_{Ed} = 0; \quad (5)$$

$$\sum M_{X_0} = \iint_{A_c} s_c y_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} - \iint_{A_{ct}} s_{ct} y_{0,ct} dx_{0,ct} dy_{0,ct} + \sum_{i=1}^n s_{si} A_{si} y_{0,si} + N_{Ed} e_{y0} = 0; \quad (6)$$

$$\sum M_{Y_0} = \iint_{A_c} s_c x_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} - \iint_{A_{ct}} s_{ct} x_{0,ct} dx_{0,ct} dy_{0,ct} + \sum_{i=1}^n s_{si} A_{si} x_{0,si} + N_{Ed} e_{x0} = 0, \quad (7)$$

где  $\sigma_c = f(x_{0,c}, y_{0,c})$ ;  $\sigma_{ct} = f(x_{0,ct}, y_{0,ct})$  – законы распределения напряжений в сечении соответственно сжатой и растянутой зон бетона;

$d_{x0,c} \cdot d_{y0,c} = dA_c$ ;  $d_{x0,ct} \cdot d_{y0,ct} = dA_{ct}$  – элементарные значения площади соответственно  $A_c$  сжатой и  $A_{ct}$  растянутой зон сечения колонны;

$x_{0,c}$ ;  $y_{0,c}$ ;  $x_{0,ct}$ ;  $y_{0,ct}$  – координаты точек приложения равнодействующих напряжений в элементарных участках  $dA_c$  и  $dA_{ct}$  соответственно сжатой и растянутой зон бетона на уровне центров их тяжести;

$n$  – количество арматурных стержней в сечении;

$\sum_{i=1}^n s_{si} A_{si}$  – алгебраическая сумма усилий в  $n$  арматурных стержнях;

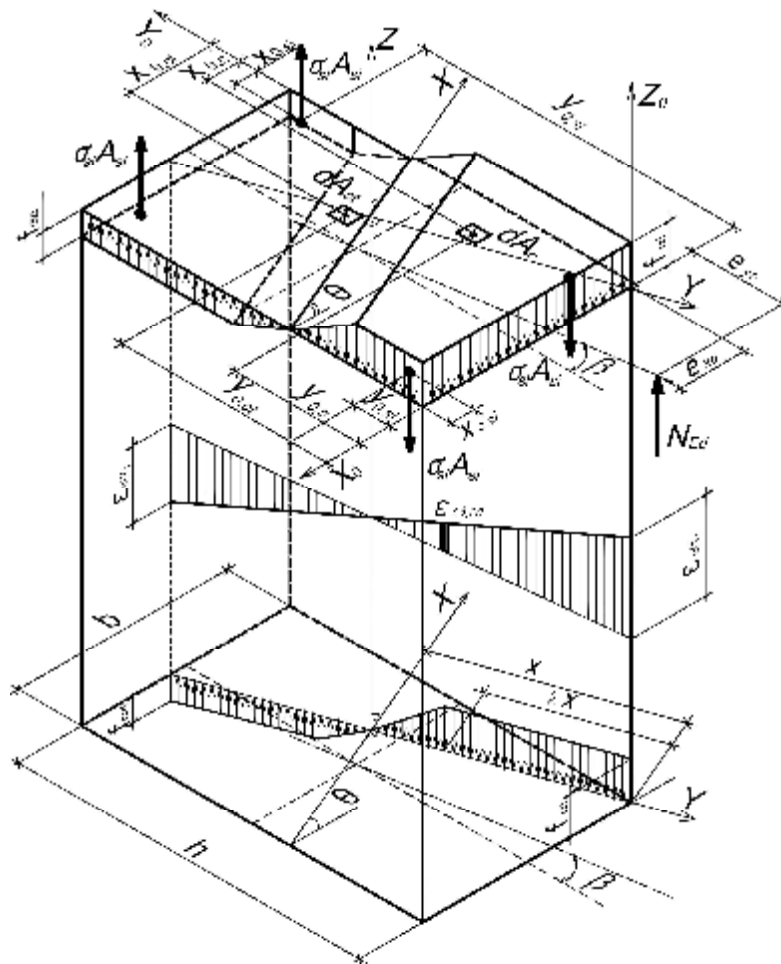
$\sum_{i=1}^n s_{si} A_{si} x_{0,si}$ ,  $\sum_{i=1}^n s_{si} A_{si} y_{0,si}$  – алгебраические суммы моментов сил в каждом из  $n$  стержней относительно осей  $Y_0$  и  $X_0$  соответственно;

$N_{Ed}$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$e_{x0}$ ,  $e_{y0}$  – эксцентриситеты приложения силы  $N_{Ed}$  относительно осей  $Y_0$  и  $X_0$  соответственно.

Как показывает анализ системы (5 – 7), количество неизвестных в ее уравнениях превышает количество уравнений, поэтому нужно применить дополнительные зависимости для определения всех неизвестных параметров.





**Рисунок 1 – Общий вид расчетной схемы напряженно-деформированного состояния нормального сечения кососжатой железобетонной колонны**

Как показывают экспериментальные данные, работа бетона растянутой зоны при уровнях загрузки, близких к разрушительным, практически не влияет на прочность поперечного сечения, поэтому при определении прочности кососжатой колонны влиянием растянутого бетона можно пренебречь.

Из аналитических выражений (1 – 2) закона физического состояния сжатого бетона с использованием гипотезы плоских сечений (рис. 1) получено закон  $\sigma_c = f(y_c)$  распределения напряжений в сжатой зоне бетона в плоскости YOZ:

$$\text{при } 0 < y_c \leq X - \lambda X \quad \sigma_c = \frac{f_{cd} y_c}{X - I X}; \quad (8)$$

$$\text{при } X - \lambda X < y_c \leq X \quad \sigma_c = f_{cd}, \quad (9)$$

где  $X$  – высота сжатой зоны;  
 $\lambda$  – уровень пластичности бетона.

Параметры  $X$  и  $\lambda$  (рис. 1) функционально зависят от фибровых деформаций бетона и арматуры:

$$X = e_{c(1)} y_{sm} / e_{sm}, \quad (10)$$

$$I = 1 - e_{c3,cd} / e_{c(1)}, \quad (11)$$

где  $e_{c(1)}$  – относительные деформации бетона наиболее сжатого ребра колонны (фибровые деформации бетона);

$y_{sm}$  – координата точки приложения равнодействующей усилий в наиболее растянутом арматурном стержне;

$\varepsilon_{sm}$  – относительные деформации наиболее растянутого арматурного стержня (фибровые деформации арматуры);

$\varepsilon_{c3,cd}$  – относительные деформации бетона, соответствующие границе треугольного участка эпюры напряжений в сжатой зоне.

Для определения фибровых относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{c(1)}$  и арматуры  $\varepsilon_{sm}$  в момент разрушения используется деформационный критерий прочности. Согласно этому критерию разрушение железобетонного элемента в нормальном сечении наступает тогда, когда деформации в бетоне или арматуре в наиболее отдаленной от нейтральной линии точке достигают предельного значения. Итак, прочность кососжатой железобетонной колонны в нормальном сечении проверяется при таких условиях деформирования бетона и арматуры:

$$e_{c(1)} \leq e_{cu3,cd}; \quad (12)$$

$$e_{sm} \leq e_{ud}. \quad (13)$$

В статье рассматривается методика расчета прочности нормального сечения кососжатых железобетонных колонн квадратного профиля на примере трапециевидной формы сжатой зоны бетона, и поэтому расчетная схема имеет вид, представленный на рисунке 2. Для вывода расчетных формул использованы общие уравнения равновесия (5 – 7), которые в плоскости координатной оси  $Y$ , перпендикулярной к нейтральной линии, приобретают вид:

$$\sum Z = 0: N_{Ed} - N_c + N_{s1} - N_{s2} - N_{s3} + N_{s4} = 0; \quad (14)$$

$$\sum M_A = 0: N_c(y_{N_{Ed}} - y_{N_c}) - N_{s1}(y_{N_{Ed}} + y_{s1}) + N_{s2}(y_{N_{Ed}} - y_{s2}) + N_{s3}(y_{N_{Ed}} - y_{s3}) - N_{s4}(y_{N_{Ed}} + y_{s4}) = 0; \quad (15)$$

где  $N_{Ed}$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$N_c$  – равнодействующая напряжений в бетоне сжатой зоны;

$N_{s1}, N_{s2}, N_{s3}, N_{s4}$  – усилия в арматурных стержнях 1, 2, 3, 4 соответственно;

$y_{N_{Ed}}$  – расстояние от нейтральной линии до точки приложения силы  $N_{Ed}$ ;

$y_{N_c}$  – расстояние от нейтральной линии до точки приложения усилия  $N_c$ ;

$y_{s1}, y_{s2}, y_{s3}, y_{s4}$  – расстояния от нейтральной линии до точек приложения усилий  $N_{s1}, N_{s2}, N_{s3}, N_{s4}$  соответственно.

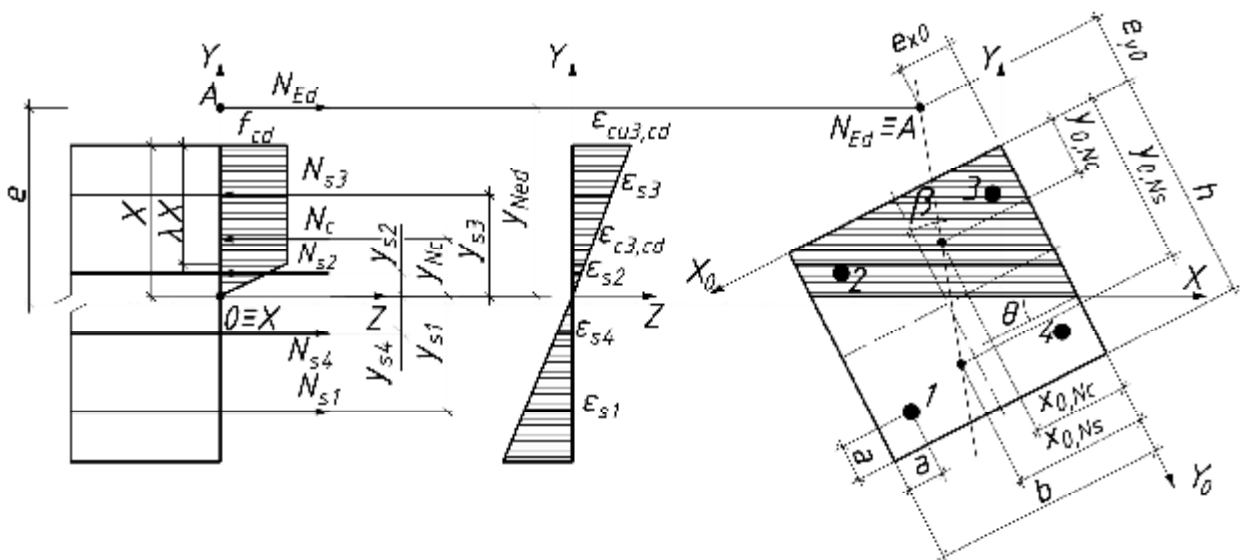


Рисунок 2 – Расчетная схема усилий, напряжений и деформаций в нормальном сечении кососжатой железобетонной колонны с трапециевидной формой сжатой зоны

После осуществления интегрирования функции (8 – 9) по оси  $Y$ , а затем по оси  $X$  в пределах трапециевидной формы сжатой зоны сечения (рис. 2) получены выражения для определения значений равнодействующей  $N_c$  и расстояния  $y_{N_c}$  от точки ее приложения до нейтральной линии:

$$N_c = \frac{f_{cd}b}{\cos q} \left( Xw - \frac{b \sin q}{2} \right); \quad (16)$$

$$y_{N_c} = \frac{S_{cx}}{N_c} = \frac{6X^2j - b \sin q (3X - b \sin q)}{3(2Xw - b \sin q)}; \quad (17)$$

$$S_c = \frac{f_{cd}b}{\cos q} \left( X^2j - \frac{b \sin q (3X - b \sin q)}{6} \right), \quad (18)$$

где  $\omega, \varphi$  – соответственно коэффициенты полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны и относительного значения координаты точки приложения усилия  $N_c$ :

$$w = \frac{1+I}{2}, \quad (19)$$

$$j = \frac{2+2I-I^2}{6}. \quad (20)$$

Определение равнодействующих  $N_{si}$  предлагается выполнять в зависимости от значения напряжений  $\sigma_{si}$ , соответствующих деформациям  $\varepsilon_{si}$  на расчетной двухлинейной диаграмме деформирования арматуры, на основе следующего выражения:

$$N_{si} = s_{si} A_{si}, \quad (21)$$

где  $A_{si}$  – площадь поперечного сечения  $i$ -го стержня арматуры.

Значение напряжений  $\sigma_{si}$  определяются по формулам (3) – (4) в зависимости от относительных деформаций арматуры

$$e_{si} = \frac{y_{si} e_{cu3,cd}}{X}. \quad (22)$$

Для положения нейтральной линии, изображенного на рисунке 2, расстояния от нейтральной линии до точек приложения усилий определяются так:

$$y_{N_{Ed}} = e - (0,5h \cos q + 0,5b \sin q - X); \quad (23)$$

$$y_{s1} = (h - a) \cos q + (b - a) \sin q - X; \quad (24)$$

$$y_{s2} = X - (a \cos q + (b - a) \sin q); \quad (25)$$

$$y_{s3} = X - (a \cos q + a \sin q); \quad (26)$$

$$y_{s4} = (h - a) \cos q + a \sin q - X, \quad (27)$$

где  $e$  – эксцентриситет приложения силы  $N_{Ed}$  (расстояние от центра поперечного сечения колонны до линии действия силы  $N_{Ed}$ );

$X$  – высота сжатой зоны сечения;

$b$  – ширина поперечного сечения железобетонной колонны;

$\theta$  – угол наклона нейтральной линии;

$h$  – высота поперечного сечения железобетонной колонны;

$a$  – расстояние от центра тяжести арматурного стержня до ближайших граней поперечного сечения колонны.

Решение системы уравнений (14) – (15) с учетом (16) – (27) дает возможность определить высоту  $X$  сжатой зоны бетона и предельное значение внешней нагрузки  $N_{Ed}$ . При этом определение значения угла  $\theta$  наклона нейтральной линии предлагается осуществлять на основе условия о расположении внутренних усилий  $N_s$  и  $N_c$  и внешней силы  $N_{Ed}$  в одной плоскости. То есть, применяя уравнения, записанные в системе координат  $X_0O_0Y_0$  (рис. 2):

$$\operatorname{tg} b = (x_{0,N_s} - x_{0,N_c}) / (y_{0,N_s} - y_{0,N_c}); \quad (28)$$

$$\operatorname{tg} b = (x_{0,N_s} - e_{x0}) / (y_{0,N_s} + e_{y0}), \quad (29)$$

где  $e_{y0}, e_{x0}$  – расстояния от начала системы координат до точки приложения силы  $N_{Ed}$ ;  
 $x_{0,N_s}, y_{0,N_s}$  – координаты точки приложения равнодействующей  $N_s$ ;

$$x_{0,N_s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} x_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}; \quad (30)$$

$$y_{0,N_s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} y_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}, \quad (31)$$

где  $\sigma_{si}$  – напряжение  $i$ -том арматурных стержней;  
 $A_{si}$  – площадь сечения  $i$ -того арматурного стержня;  
 $x_{0,si}, y_{0,si}$  – координаты расположения  $i$ -того арматурного стержня;  
 $x_{0,N_c}, y_{0,N_c}$  – координаты точки приложения равнодействующей  $N_c$  в бетоне трапециевидной формы сжатой зоны, вычисление которых можно осуществить по формулам:

$$x_{0,N_c} = S_{c,Y_0} / N_c; \quad (32)$$

$$y_{0,N_c} = S_{c,X_0} / N_c, \quad (33)$$

где  $S_{c,Y_0}, S_{c,X_0}$  – статические моменты объемных фигур распределения напряжений в бетоне сжатой зоны относительно соответственно осей  $Y_0$  и  $X_0$ .

Соответствующие статические моменты сжатой зоны бетона определены в результате интегрирования функции распределения напряжений по площади сжатой зоны бетона в системе координат  $X_0O_0Y_0$ :

$$S_{cX_0} = \frac{f_{cd} b (3X^2 w_1 - 3Xb \sin q w + b^2 \sin^2 q)}{6 \cos^2 q}; \quad (34)$$

$$S_{cY_0} = \frac{f_{cd} b^2 (3X w - 2b \sin q)}{6 \cos q}, \quad (35)$$

где  $w_1$  – коэффициент полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны для случая треугольной формы сжатой зоны, который вычисляется по выражению:

$$w_1 = \frac{1 + l + l^2}{3}. \quad (36)$$

После подстановки выражений (34) – (35) в (32) – (33) получены формулы для определения координат точки приложения усилия  $N_c$ :

$$x_{0,N_c} = \frac{b(3X w - 2b \sin q)}{3(2X w - b \sin q)}; \quad (37)$$

$$y_{0,N_c} = \frac{3X^2 w_1 - 3X w b \sin q + b^2 \sin^2 q}{3 \cos q (2X w - b \sin q)}. \quad (38)$$

Совместное решение уравнений (28) и (29) с учетом (30) – (31) и (37) – (38) дает возможность определить угол наклона нейтральной линии в сечении

кососжатой железобетонной колонны бескапительно-безбалочной конструктивной системы для случая трапецевидной формы сжатой зоны.

**Выводы.** В результате проведенных теоретических исследований на основе применения деформационной модели с двухлинейными диаграммами деформирования материалов получены аналитические зависимости для определения всех параметров, необходимых для решения задач прочности кососжатых железобетонных колонн бескапительно-безбалочной конструктивной системы. Уравнения могут быть использованы как при проверке несущей способности кососжатых колонн, так и при подборе необходимого количества арматуры, чем подтверждается обобщенность принятой расчетной модели.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ключко Оксана. Переживаючи економічну кризу, «Полтавабудінвест» розробляє нові технології, що здешевлюють будівництво на третину, і зводить сейсмостійкі багатопверхівки / Оксана Ключко // Вечірня Полтава. – 2009. – №7 (834). – С.4.
2. Павліков А.М. Впровадження безригельно-безкапительної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.В. Безрукавий // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівліта споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 352 – 359.
3. Павликов А.Н. Использование бескапительно-безбалочной каркасной конструктивной системы при проектировании зданий доступного жилья / А.Н. Павликов, Ю.Л. Винников, О.В. Гарькавая // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара. – Брест: БрГТУ, 2014. – С. 169 – 175.
4. Павліков А. М. Розрахунок несучої здатності збірних залізобетонних елементів безкапительно-безбалкового перекриття методом граничної рівноваги / А.М. Павліков, С.М. Микитенко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво – 2014. – Вип. 3(1). – С. 132 – 139.
5. Гарькава О.В. Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапительно-безригельної конструктивної системи будівель / О.В. Гарькава, А.О. Горіна, Г.Г. Височин, Ю.А. Дмитренко // Проблеми розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник. – К: НАУ, 2014. – Вип. 2(12). – С. 172 – 181.
6. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / А.М. Павліков. – Полтава, 2007. – 320 с.
7. Бойко О.В. Оцінка міцності навскісно зігнутих балок на основі дволінійних діаграм деформування бетону та арматури: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук спец. 05.32.01 «Будівельні конструкції будівліта споруди» / О.В. Бойко. – Полтава, 2010. – 22 с.
8. Chen S.F. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section / Chen S.F., Teng J.G., Chan S.L. // Journal of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127(6). – P. 678 – 685.
9. Hong H. Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending / H. Hong // Journal of Structural Engineering, 2001. – Vol.127(7). – P. 758 – 762.
10. Bouzid T. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads / T. Bouzid, K. Demagh // Slovak journal of civil engineering . – Bratislava: Slovak university of technology, 2011. – Vol.1. – P. 24 – 32.
11. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2001. – 230 p.

## **ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ, ВЫБОРА КОНСТРУКЦИЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД МНОГОЭТАЖНЫЕ И ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ**

**Пойта П.С., Сливка Д.Н., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н.**

Одной из основных тенденций современного фундаментостроения является рост нагрузок на фундаменты в связи с массовым увеличением этажности зданий, что обуславливает необходимость поиска ресурсов повышения несущей способности традиционных типов фундаментов и разработки новых конструктивных решений, особенно в случае слабых грунтовых оснований.

Рекомендации по применению свайных фундаментов в этих условиях служат предпосылкой поиска способов повышения эффективности их работы, одним из которых является изменение расчётных моделей и методов расчёта с целью наиболее полного учета работы комбинированных конструкций, позволяющих более эффективно использовать строительные свойства грунтов оснований [1, 2, 3].

К настоящему времени имеется ряд теоретических и экспериментальных исследований в данном направлении, центральной идеей которых является передача нагрузки ростверком не только на сваи, но и на грунтовое основание, при наличии контакта, через его подошву, т.е. концепция использования плитно-свайных фундаментов (ПСФ), для которых характерно совместное действие обеих компонент фундаментной плиты и свай - в передаче нагрузки на основание.

Исследования [4, 5, 6] показали, что несущая способность ПСФ может возрастать на 33-137% в зависимости от площади подошвы плиты, длины, количества свай и расстояния между ними. При полном включении плиты-ростверка в работу значительно уменьшается осадка свайных групп, что отражает факт мобилизации межсвайного грунта без прямой связи с осадкой свай. При этом по данным исследований [6] максимальные вертикальные напряжения, возникающие у боковой поверхности свай, быстро затухают при удалении от них.

Отсюда, рассматривая ПСФ с конструктивной точки зрения – как многократно статически неопределимую систему, для которой характерно многостороннее взаимодействие всех конструктивных элементов с грунтами оснований – эффективность включения плитной части в работу [2] предложил оценивать плитно-свайным коэффициентом, а общую несущую способность – суммой несущей способностей свайной группы и плиты. Основным же критерием при проектировании ПСФ должно быть равенство осадок плиты и концов свай.

В действующих методах расчёта осадок ПСФ в большинстве стран СНГ [7, 8] имеется один общий недостаток – отсутствие учёта влияния напряжённо-деформируемого состояния межсвайного грунта под действием нагрузки от свай на уменьшение жёсткости плитной части. С этой точки зрения, простое суммирование жёсткостей плиты и свайной группы неприемлемо.

В национальных ТНПА также отсутствуют методики расчёта деформативных свойств грунта в основании фундаментной плиты. Считается, что вся

нагрузка от внешних воздействий передается на основание свайной группой, а несущая способность фундамента определяется как сумма несущих способностей отдельных свай. Согласно действующим нормативным документам, осадка свайного фундамента определяется как для условного массива с условием, что межсвайный грунт полностью вовлечён в работу сваями.

Как отмечено в исследованиях [3, 4] разработка методики расчета с учётом специфики работы межсвайного грунта является одним из возможных путей наиболее полного использования строительных свойств основания, что в конечном итоге позволяет избежать необоснованных запасов по надёжности ПСФ, сделать их менее материалоемкими, соответственно уменьшив трудоёмкость и стоимость нулевого цикла.

Все это позволяет выделить два пути повышения эффективности проектных решений ПСФ многоэтажных и высотных зданий:

- снижение расхода материальных ресурсов на единицу несущей способности и, соответственно, веса фундаментов;
- создание новых конструкций фундаментов, позволяющих вовлечь в работу максимальный объем грунта, обеспечив при этом равномерное напряженное состояние грунтового массива в основании фундамента, и снижение концентрации напряжений на границе «ПСФ-основание».

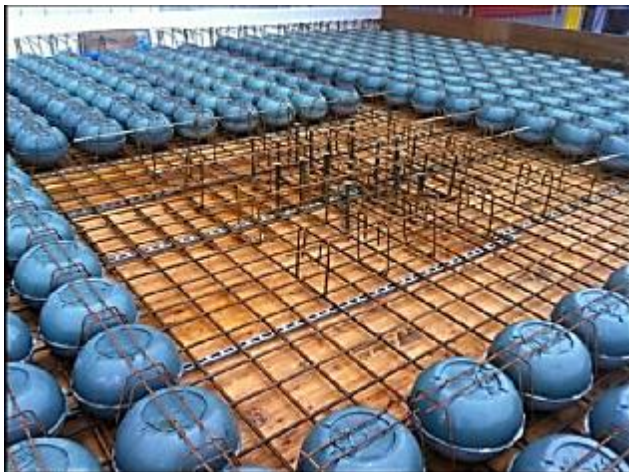
Для снижения веса фундаментов и материалоемкости достаточно перспективным решением является использование в качестве площадных фундаментов тонкостенных конструкций в виде вогнутых и выпуклых, по отношению к грунту, оболочек или железобетонных плит с выпуклой поверхностью опирания. Выявлено, что НДС грунтового основания под такими конструкциями кардинально отличается от НДС фундаментных плит с плоской подошвой, что обусловлено особенностью распределения реактивных напряжений по ширине подошвы – максимальные значения в центре сечения плиты и минимальное – по ее краям.

Не менее эффективными способами снижения материалоемкости фундаментных конструкций является снижение на них нагрузки, за счет применения облегченных многопустотных дисков перекрытия и устройства рёбер жёсткости, располагаемых по осям зданий и в местах действия максимальных продольных и поперечных сил и изгибающих моментов, или уширения в зоне расположения колонн.

Достаточно эффективно и устройство сплошной монолитной железобетонной плиты коробчатой конструкции с консолями (вылетом плиты за контуры здания).

Опыт применения и детальные исследования особенностей работы [11, 12] облегченных многопустотных дисков перекрытия с системой закрытых полостей, формируемых пустотообразователями – модулями из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготавливаемые из вторичного полипропилена – позволяет такой способ снижения материалоемкости перенести и на ПСФ.

Общий вид формирования системы закрытых полостей в плите ПСФ приведен на рисунке 1.



**Рисунок 1 – Общий вид формирования системы закрытых полостей в ПСФ с помощью пустотообразователей**

Размеры и формы закрытых полостей определяются исходя из геометрических размеров (толщины) плиты и нагрузок на неё. Для предотвращения всплытия и вспучивания пустотообразователей при бетонировании рекомендуется использовать временную нагрузку или металлические изогнутые петли (рисунок 2).



*1 – временная нагрузка; 2 – металлические петли;  
3 – пустотообразователи модульные Sobiax «Eco-Line»*

**Рисунок 2 – Схема установки устройств для предотвращения всплытия и вспучивания пустотообразователей при бетонировании**

Достаточно эффективно и решение ПСФ с концепцией адаптивного управления параметрами в процессе строительства (метод «отложенного» решения).

Сущность метода – принятие решения устройства подкрепляющих свай в процессе строительства по результатам мониторинга осадок плиты по мере увеличения нагрузок. Для этого в тело плиты закладываются специальные гильзы, через которые, при необходимости, устраиваются буринъекционные сваи.

Рассматривая особенности работы ПСФ следует отметить, что для повышения их несущей способности необходимо максимально включать в работу на отпор грунта плиту, что требует [13, 14]:

- непосредственного опирания плиты на грунтовый массив;
- наличия участков достаточно удаленных в плане от свай;
- определенной податливости свай, т.е. возможности осадки свай под нагрузкой.



В исследованиях [6] отмечено, что полноценный отпор по подошве плиты может быть только на участках вне зоны влияния свай, т.е. зоны формирования «осадочной воронки» радиусом  $(1-1,5)d$  за счет вовлечения околосвайного грунта в общую осадку со сваей. Шаг свай  $(5-8)d$  позволяет подключить к работе центральные участки межсвайных промежутков плиты.

Отсюда, сваи необходимо рассматривать как элементы жесткости основания, а свайную компоненту – как участок повышенной жесткости, и соответственно ПСФ как плиту на неоднородном, по сжимаемости, основании с искусственно создаваемой (полезной) неоднородностью.

Тогда, соответственно, размещение свай будет наиболее рационально в виде кустов или рядов с минимальным шагом в опорных зонах несущих колонн и стен, что позволяет приурочить работу плитной компоненты к межкустовым и межрядовым участкам и исключить межсвайные участки.

Некоторые особенности имеет схема размещения свай в сложных инженерно-геологических условиях (наличие в основании слабых грунтов, неравномерная сжимаемость основания) и стесненных условиях. В этих случаях, кроме свайных кустов, на каждом расчетном участке – грузовая площадь колонны или стены – необходимо в опорных зонах колонн и стен, по всему плану плиты, устанавливать подкрепляющие сваи, обеспечивающие выравнивание неравномерных осадок плиты, количество которых и параметры определяются условием восприятия доли нагрузки, которую необходимо снять с подошвы в соответствии с требованиями –

$$S' \leq S_{ult} \text{ и } P' \leq R, \quad (1)$$

где  $S'$  и  $S_{ult}$  – средняя расчетная и предельно допускаемая осадка;  
 $P'$  и  $R$  – среднее давление на основание и расчетное сопротивление грунта.

Такая практика расстановки свайных кустов, рядов и поддерживающих свай требует при расчете ПСФ учитывать совокупность факторов – взаимодействие свай с грунтом и плиты с грунтом, а также взаимовлияние свай через грунт и свай и плиты через грунт – в связи с тем, что как показывают исследования [4, 5, 9] угловые сваи в свайном поле в 2,5-4,0, а периметральные – в 1,5-2 раза перегружены по сравнению с центральными.

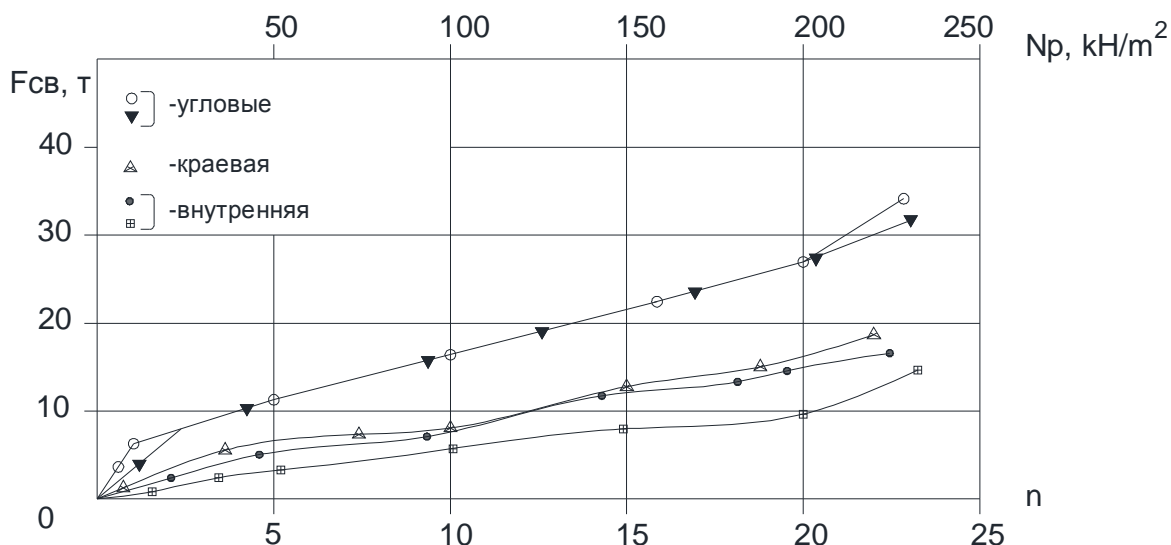
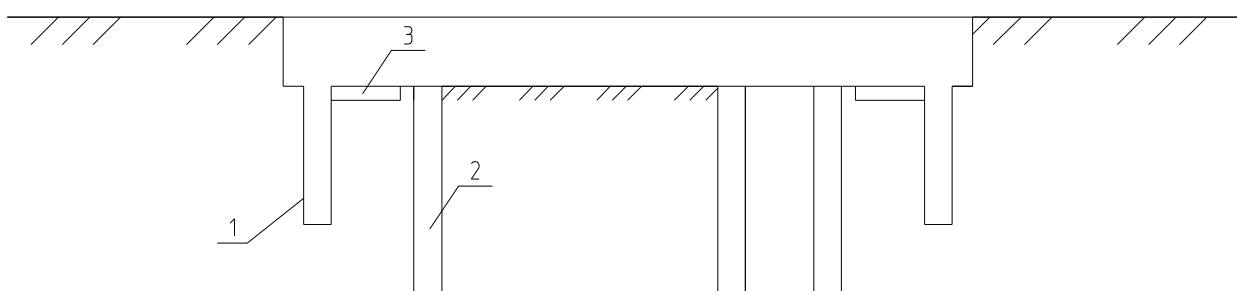


Рисунок 3 – Усилия в сваях в зависимости от их расположения

На рисунке 3 приведены графики зависимости усилий в забивных призматических сваях сечением  $0,3 \times 0,3$  м и длиной 11 м ПСФ монолитного здания переменной этажности высотой 70-90 м по данным [3].

Анализ графиков позволяет отметить превышение усилия ( $F_{св}$ ) в краевой свае над внутренними до 30%, а в угловых сваях усилия были значительно больше усилий во всех краевых и внутренних, что вызывает появление значительных изгибающих моментов. Во избежание развития деформаций угловых участков плиты нами предложена конструкция плитно-ребристого свайного фундамента (рисунок 4).

Вертикальные давления на грунт, которые концентрируются у края плиты создают пригруз грунта, существенно увеличивающий как активное, так и пассивное давление грунта на наружные грани ребер. За счет безопорных участков существенно уменьшается пригруз грунта у внутренних граней ребер и соответственно уменьшается активное давление грунта, противодействующее разгружающим давлениям на наружную грань ребер. Все это обуславливает создание разгружающих моментов на конце концевых участках плиты и соответственно позволяет уменьшить ее прогиб.



1 –

*периметральные ребра; 2 – сваи; 3 – безопорные плитные участки*

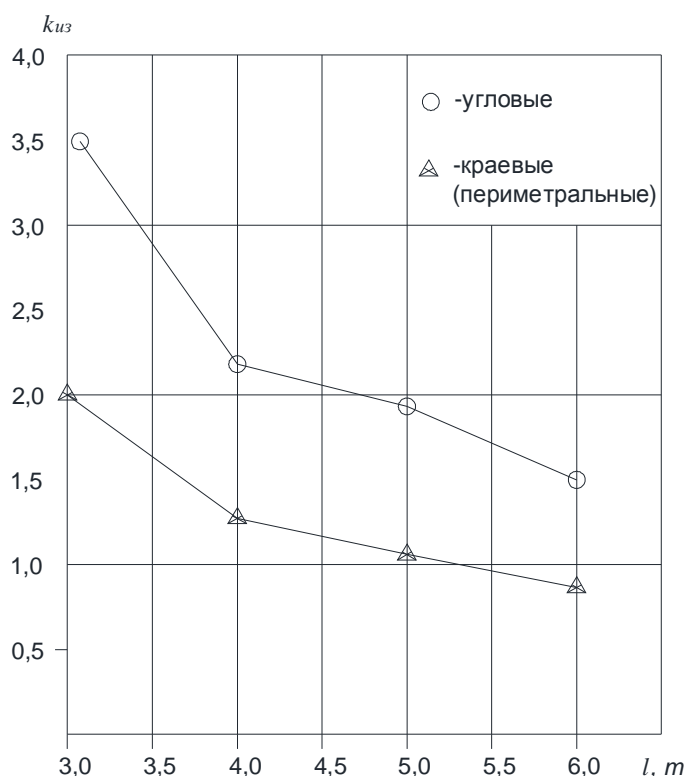
**Рисунок 4 – Конструктивная схема плитно-ребристого свайного фундамента**

Следует также отметить, что распределение усилий между сваями определяется шагом, длиной, нагрузкой на них и механическими характеристиками грунтов.

На рисунке 5 приведены графики интенсивности изменения коэффициентов взаимовлияния свай ( $k_{из}$ ) в зависимости от шага ( $l$ ) и расположения их в плане.

Анализ графиков показывает, что отношение усилий в угловых и краевых сваях максимально при шаге  $3d$  (2,0-3,5 раза) и с увеличением шага уменьшается до 0,9-1,5 раза.

Не менее существенно и влияние прочностных характеристик грунтов основания. Например, при повышении прочностных характеристик на 30% коэффициент влияния ( $k_{из}$ ) для угловых свай возрастает с 2,1 до 3,1 раза, а краевых – с 1,1 до 1,6 раза, т.е. нагрузка на эти сваи может возрасти на 50% и более. Поэтому для снижения перегрузки угловых и краевых свай рекомендуется применять более короткие сваи, либо менять шаг и/или диаметр.



**Рисунок 5 – Величина изменения коэффициента взаимовлияния свай в зависимости от шага и их расположения в плане**

Отсюда расчет несущей способности и осадок ПСФ представляет собой решение задачи с пятью неизвестными: осадок фундамента, плиты и группы свай и доли нагрузок, передаваемых на основание сваями и плитой, с учетом условия, что предельное сопротивление грунта в основании ПСФ, с выпором (сдвигом) из-под подошвы, может быть реализовано только при осадках, значительно превышающих допустимые значения.

Следует отметить, что для ПСФ характерна параллельная осадка около-свайного грунта и свай с ее линейным сопротивлением при небольших нагрузках, затем постепенная мобилизация предельного касательного сопротивления грунта по стволу сваи от пяты сваи вверх и последующее существенное возрастание нелинейности сопротивления, с приближением к предельному состоянию грунта под пятой сваи, при увеличении нагрузки [5, 6].

При этом рассеивание напряжений по глубине межсвайного пространства незначительно, вследствие чего напряжения в грунте с увеличением глубины изменяются также на небольшую величину, из-за совместного деформирования системы «плита-свайное поле-грунт межсвайного пространства», обуславливающего, при небольшом уровне нагрузки, незначительный отпор грунта под подошвой плиты и увеличением начальной жесткости свайного основания. Значительную роль при этом играет и рост сопротивления грунта по боковой поверхности сваи за счет увеличения разницы в смещениях свай слабонапряженного грунта под плитой.

Увеличение нагрузки приводит к противоположным изменениям процесса деформаций и соответственно увеличению жесткости грунтового основания.

Следует также отметить, что предельное сопротивление по боковой поверхности и острию сваи определяется как начальным напряженным состоянием

ем грунтового массива, так и дополнительными напряжениями от пригрузки грунта плитой.

При этом осадка грунта под плитой уменьшает взаимное смещение сваи и грунта и, соответственно, снижает отпор грунта смещению сваи. Аналогично влияние, вызванного сваей, смещения грунта на его отпор осадке плиты, что и обуславливает снижение жёсткости плиты и сваи в составе ПСФ, относительно жёсткости плиты без свай и одиночной сваи.

В случае применения только подкрепляющих («редких» свай) взаимовлияние свай через грунт несущественно, а для свайных полей («частых» свай) можно пренебречь взаимодействием плиты с грунтом и взаимовлиянием свай и плиты через грунт.

Для расчета взаимодействия подкрепляющих свай в составе ПСФ с грунтом по боковой поверхности и острию рекомендуется [2] использовать методы кривых нелинейного деформирования или нелинейных коэффициентов отпора. Расчет взаимодействия плиты с грунтом может производиться как для плиты на естественном основании, при этом результирующий локальный коэффициент постели уменьшается в зоне радиусом  $4d$ , падая до нуля на контакте со сваей.

При этом, характерное для свайных полей вовлечение в работу всего массива межсвайного грунта приводит к тому, что отпор грунта смещению свай концентрируется только в области острия и в нижней части ствола.

## **ВЫВОДЫ**

1. Анализ особенностей работы ПСФ показывает, что они являются эффективным инструментом решения таких сложных проблем, как ограничение общей величины и степени неравномерности осадок при строительстве многоэтажных и высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.

2. При расчете ПСФ важным является полнота и достоверность учета анизотропии, начального напряженно-деформированного состояния и консолидации грунта, взаимосвязи и взаимовлияния свай друг на друга, степень перегруженности угловых и периметральных свай относительно центральных и механических характеристик грунта.

3. Расчет осадки ПСФ целесообразно разделить на две составляющие: локальную осадку продавливания отдельных свай и общую осадку «условного» фундамента с жесткостью в вертикальном направлении, равным осредненной жесткости свай и межсвайного грунта на сжатие, а во всех других направлениях – равной жесткости грунта, т.е. грунтовый массив принимается как конструктивно анизотропный.

4. Для определения осадки «условного» фундамента можно использовать конечноэлементный расчет в пространственной постановке.

5. Несовершенство нормативной базы требует проведения мониторинга на всех этапах строительства и после его завершения до стабилизации деформаций.

## СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тер-Мартиросян, З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов / В.И. Теличенко, М.В. Королев // Вестник МГСУ. – 2006. – № 1. – С. 18-27.
2. Оржеховский, Ю.Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков // Академ. вестник УралНИИпроекта, РААСН 2015. – С. 82-86.
3. Шумятьев, О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятьев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». № 4. – М., 2014. – С. 203-245.
4. Береснев, А.С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно-свайном фундаменте / А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2008. – Volume 4, Issue 2. – P. 33.
5. Оржеховский, Ю.Р. Экспериментальное исследование плитно-свайного фундамента / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, А.С. Ярдяков // Академический вестник УралНИИпроект РААСН Строительные науки. – 2009. – Вып. 1. – С. 71-73.
6. Мирсаяпов, И.Т. Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – С-Петербург, 2009. – № 2. – С. 121-124.
7. СП 50.102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой РФ; НИИОСП. – М, 2004.
8. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты / Министерство регионального развития РФ; НИИОСП. – М, 2011.
9. Особенности расчетов оснований и фундаментов зданий и сооружений ММДЦ «Москва-СИТИ» / С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев, И.А. Боков, С.О. Шулятьев // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2008. – № 12. – С. 223-249.
10. Ильичёв, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство / ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255-261.
11. Чураков, А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот / А.Г. Чураков // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. – № 6(21), С-Петербург, с. 71-81.
12. Коцюра, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многопустотной плиты перекрытия / И.П. Коцюра, Е.А. Деркач, Н.Н. Шалобыта // Вестник ГТУ, т. 6, № 2. – 2026. – С. 74-82.
13. Мангушев, Р.А. плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 2008. – № 1. – С. 15-19.
14. Гусев, Г.Н. Численное моделирование силового взаимодействия плитно-свайного фундамента с грунтовым массивом / Г.Н. Гусев, А.А. Ташкинов // Вычислительная механика сплошных сред. – 2012. – Т.5, № 3. – С. 359-363.

## ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ГИБКИХ АНКЕРОВ В БЕТОНЕ НЕРАЗРЕЗНОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Семко А., Гасенко А., Дариенко В.

**Введение.** В последнее время в строительной практике при устройстве конструкций перекрытий как промышленных, так и общественных зданий широко применяются сталежелезобетонные статически-неопределимые (неразрезные) балки, которые имеют большую несущую способность, по сравнению с статически определимыми.

**Постановка проблемы.** Основным преимуществом сталежелезобетонных конструкций является более полное, чем в железобетонных конструкциях, использование несущей способности двух составляющих материалов [1; 2; 3]. Растягивающие усилия воспринимает стальная часть, а сжимающие воспринимает бетонная часть. При использовании такого типа конструкций можно уменьшить затраты на сооружение путем учета полной диаграммы работы бетона и стали и перераспределения усилий между этими материалами, таким образом уменьшая поперечные сечения элементов. Важным вопросом для инженера-проектировщика остается вопрос выбора оптимальных размеров и конструкции соединительных связей для обеспечения совместной работы.

Применение соединительных анкеров недостаточной прочности и малой жесткости предопределяет взаимное проскальзывание стальной и железобетонной частей сечения, уменьшает несущую способность и увеличивает прогибы конструкции. остался вопрос определения оптимального шага установки и конструкции анкеров для обеспечения совместной работы бетона и стали, особенно в местах действия положительного изгибающего момента в бетоне – растянутого бетона.

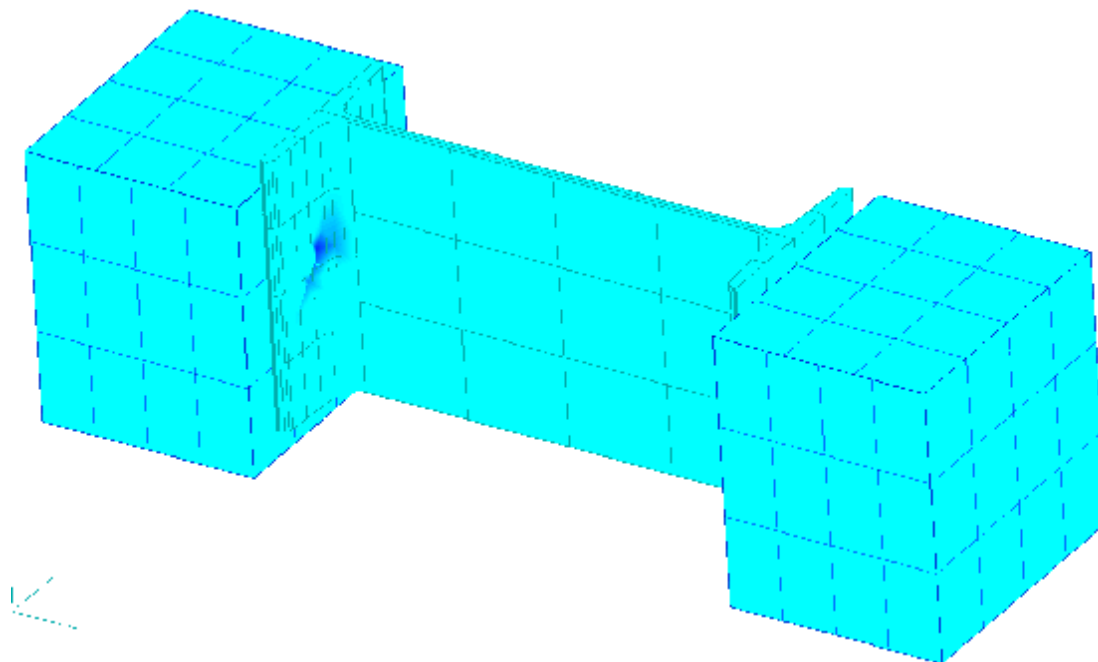
**Изложение основного материала.** Как было отмечено, исследование напряженно-деформированного состояния мест соединения железобетонной полки с двутавром при совместной работе комбинированного сечения всегда является актуальной задачей. Для статически загруженных конструкций, воспринимающих большие нагрузки, возможен отрыв бетонной части от металла вследствие действия поперечной силы. Чтобы этого избежать и предусмотрено устанавливать анкеры в растянутой зоне бетона.

Была поставлена задача определить места с наибольшими напряжениями в анкерах фирмы NELSON диаметром 16 мм длиной 125 мм и сравнить их с обычной арматурой периодического профиля диаметром 16 мм, и определить более эффективные. Метод конечных элементов (МКЭ) дает достаточно точную оценку местных напряжений в соединении “анкер-двутавр”. На целесообразность использования МКЭ для исследования напряженно-деформированного состояния и концентрации напряжений указывают ряд ученых [4, 5]. Этот метод можно использовать на стадии предварительного расчета или при первоначальных теоретических исследованиях новых типов соединений, но требует экспериментального подтверждения.

Были исследованы две группы образцов, которые отличались количеством анкеров (один или два), приваренных к полочкам двутавра №36. Бетонные кубики проектного класса С20/25 по полочкам образцов имели следующие размеры: 200×200×160 мм (смотри рис. 1). Величины приложенной нагрузки к элементам были равны значениям, полученным при экспериментальных испытаниях в зави-

симости от типа и количества анкеров. Физико-механические характеристики материалов (стали и бетона) тоже были взяты по данным проведенного эксперимента.

На рисунке 2 показано распределение суммарных деформаций узлов конечных элементов модели с анкерами фирмы NELSON. Значения деформаций в поперечном сечении к продольной оси двутавра в местах расположения анкеров показаны в цвете (значение изображены справа от модели на столбике распределения). Тонкими линиями показано начальное состояние модели короткого образца на срез.

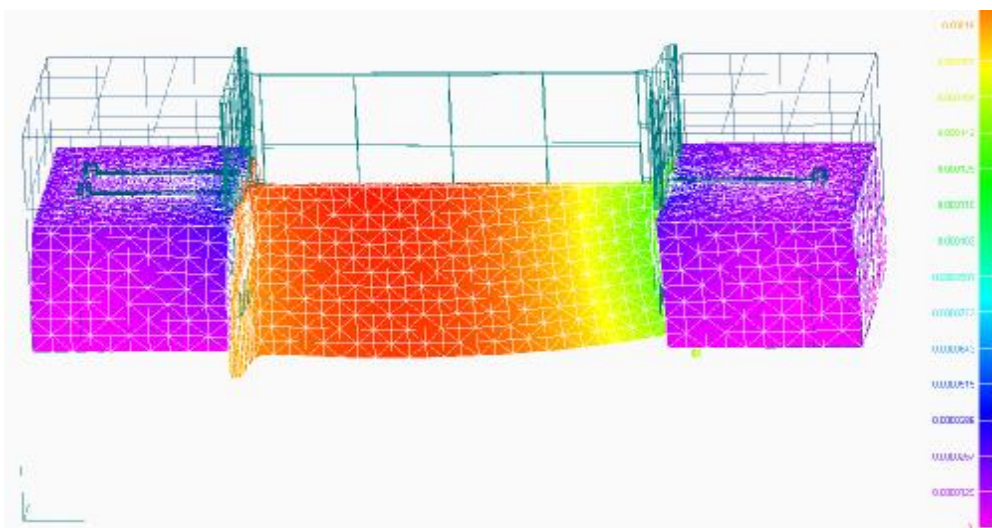


**Рисунок 1 – Общий вид модели**

Как видно из распределения, показанного на рисунке 2, наибольшие деформации, как и предполагалось, находятся со стороны двутавра с одним анкером. Происходит как бы “разрезание” (смятие) бетона анкером, а также “вытягивания” анкера из бетона, что свидетельствует о недостаточном сцеплении арматурного анкера с бетоном на грани прочности бетона. Это обстоятельство играет важную роль и доказывает невозможность использования таких анкеров при эксплуатации подобных конструкций в чрезвычайных критических обстоятельствах (например, в зонах с возможными частыми землетрясениями). При значении нагрузки  $N = 140$  кН наибольшие перемещения двутавра относительно бетона достигают 0,35 мм.

У модели, в которой моделировались анкера фирмы NELSON (см. рисунок 2), перемещение двутавра относительно бетона достигают 0,2 мм. Это свидетельствует об эффективности анкеров фирмы NELSON и доказывает целесообразность использования их для соединения двутавровых металлических балок и железобетонной верхней полочки для совместной их работы.

Наибольшие напряжения среза согласно распределения, показанного на рисунке 2, сконцентрировано в месте присоединения анкеров до полочек двутавра. При значении нагрузки  $N = 140$  кН напряжение среза достигают критических значений 360 МПа. То есть разрушение образца происходит вследствие смятия бетона под анкером и среза самого анкера от основного металла двутавра (балки). Характер разрушения натурного экспериментального образца подобный с разрушением образца при численном исследовании моделей [6].



**Рисунок 2 – Распределение суммарных деформаций по поперечному сечению модели с анкерами фирмы NELSON в местах их расположения**

В таблицу 1 занесены значения деформаций на поверхности анкеров по результатам проведенных экспериментальных и теоретических исследований коротких образцов на срез, выполненных из двутавра 36 с анкерами из арматуры и фирмы NELSON. Нагрузка приложена к образцам моделей при конечно-элементном анализе соответствовала напряжениям предела текучести металла анкеров реальных образцов, полученным при проведении натурных испытаний.

**Таблица 1 – Сравнение результатов экспериментальных и теоретических исследований коротких образцов на срез**

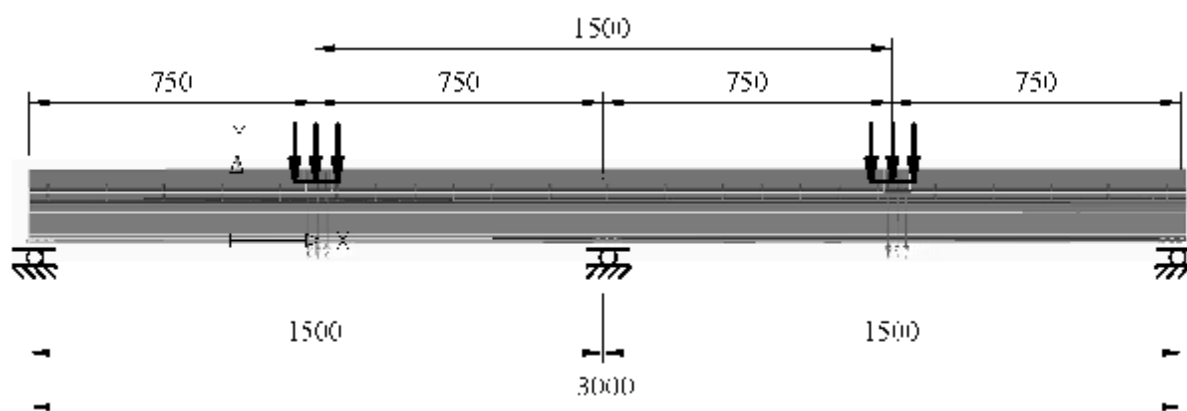
Код образца	Характеристики анкеров:		Относительные деформации		
	эскиз	тип	$E_{\text{экспер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon, \%$
Зр1.1		NELSON	116	124	6,9
		арматура А400С	122	128	4,7
Зр1.2		NELSON	119	125	5,3
		арматура А400С	109	119	8,2
Зр1.3		NELSON	108	123	12,6
		арматура А400С	111	124	10,7
Зр2.1		NELSON	184	190	2,9
		арматура А400С	167	188	10,8
Зр2.2		NELSON	156	184	15,4
		арматура А400С	168	187	10,3
Зр2.3		NELSON	161	188	14,4
		арматура А400С	165	184	10,3



При сравнении результатов моделирования напряженно-деформированного состояния образцов на срез с данными, полученными экспериментально, определено что расхождение значений главных напряжений составляет до 10-15%. Это доказывает возможность определять напряжения и деформации в исследуемых конструкциях методом конечных элементов с помощью стандартных программных комплексов.

Согласно поставленной ранее задаче, а именно оптимизации шага установки анкерных средств, были смоделированы и проанализированы результаты расчета напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных неразрезных двухпролётных балок, состоящих из стального двутавра №12 высотой 120 мм, длиной 3000 мм и железобетонной плиты толщиной 60 мм, шириной 250 мм. Эти две части комбинированного сечения были соединены с помощью гибких анкеров фирмы NELSON диаметром 6 мм и длиной 50 мм [6, 7]. Модели балок отличались шагом установки анкеров с целью определения оптимального шага. Граничные условия (запреты перемещений в плоскости YZ и разрешенные перемещения по оси X) были наложены в трех местах: на концах балки и посередине. Нагрузка была приложена к середине двух пролетов симметрично. Размеры плоскостей опирания были равны размерам опорных шарниров, были использованы при проведении экспериментальных испытаний: 70×64 мм. Размеры плоскостей загрузки двух сосредоточенных сил – 70×250 мм.

Схема приложения нагрузки и граничных условий при моделировании НДС двухпролётных балок показана на рисунке 3.



**Рисунок 3 – Плоскости приложения нагрузки и опорных связей к моделям двухпролётных сталежелезобетонных балок**

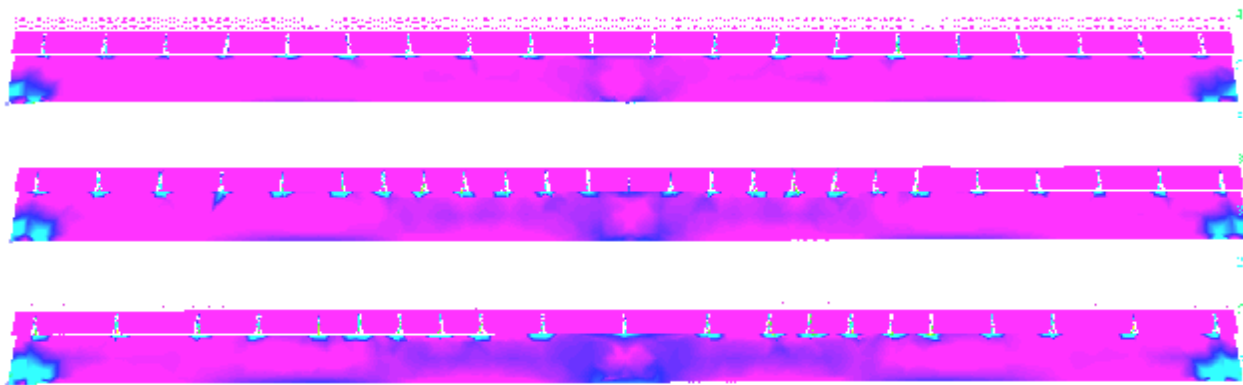
Для выбора оптимального шага гибких анкеров, соединяющих два материала для совместной их работы в сталежелезобетонной балке, были смоделированы и проанализированы результаты расчета напряженно-деформированного состояния семи балок со следующими расстояниями между гибкими анкерами фирмы NELSON:

1. Б1 – равномерно по всей длине балки, шаг 150 мм;
2. Б2 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, середина балки (половина длины) – шаг 100 мм;
3. Б3 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, середина балки (половина длины) – шаг 200 мм;

4. Б4 – на краях балки на ее четверти длины шаг 150 мм, потом по 1/6 длины шаг 100 мм, середина балки (1/5 длины) – шаг 150 мм;
5. Б5 – равномерно по всей длине балки, шаг 100 мм;
6. Б6 – равномерно по всей длине балки, шаг 200 мм;
7. Б7 – начиная с краев балки по два шага 200 мм между анкерами, затем – два шага по 150 мм, затем – четыре шага по 100 мм и по одному шагу 150 мм и 200 мм.

При исследовании моделей образцов объемные модели стали и бетона создавались отдельно, а потом выполнялось объединение совпадающих узлов элементов с различными свойствами.

В результате проведения расчетов МКЭ с помощью ЭВМ были получены графики положения нулевой линии по длине балок, то есть зоны растянутого бетона и установлена эффективность установки гибких анкеров в этих зонах. Наиболее четкие и информативные результаты расчета показаны на графическом рисунке 4, и таблице 2. На рисунке 4 первой показана балка Б1, второй – балка Б3, третьей – балка Б7.



**Рисунок 4 – Деформированное состояние и главные напряжения в сечениях неразрезных сталежелезобетонных балках при разном шаге анкеров**

**Таблица 2 – Сравнение нормальных напряжений в сечениях трехметровых балок, полученных теоретическим и экспериментальным путем**

Место нахождения тензорезистора	Шифр образца при теорет. моделиров.	Нормальные напряжения, МПа								
		посредине первого пролёта			посредине второго пролёта			на средней опоре		
		$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$	$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$	$\sigma_{\text{теор.}}$	$\sigma_{\text{экспер.}}$	$\Delta\sigma, \%$
нижняя полочка	Б1	301	289	3,9	305	291	4,6	-325	-303	6,8
	Б2	295	275	6,7	306	277	9,6	-315	-283	10,2
	Б3	299	273	8,8	301	278	7,7	-312	-280	10,4
верхняя полочка	Б1	-66	-57	13,6	-60	-62	-3,3	270	254	5,9
	Б2	-63	-55	12,7	-64	-59	7,8	268	250	6,7
	Б3	-64	-67	-3,8	-68	-63	7,4	263	245	6,8
		$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		7,0	$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		5,6	$\Delta\sigma_{\text{ср.}}$		7,8

**Заключення.** Проведені численні дослідження установки гнучких анкерів в неразрезних сталезалізобетонних балках в розтягнутій зоні бетону. Дослідження підтвердили цю необхідність для запобігання відриву бетонної частини від металу внаслідок дії максимальної поперечної сили в приопорних ділянках балок. З зменшенням кроку установки анкерів нульова лінія в комбінованому сеченні заходить більше в сталеву частину, що свідчить про більш ефективне залучення бетону верхньої полиці в спільну роботу. Для досліджуваного типорозміру балок оптимальний крок установки гнучких анкерів в розтягнутій зоні бетону становить 150 мм.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННИХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталобетонних конструкцій / Ф.Є. Клименко. – Львів, 2001. – 208 с.
2. Стрелецкий Н.Н. Сталезалізобетонні мости / Н.Н. Стрелецкий. – М: Транспорт, 1965. – 375 с.
3. Стороженко Л.И. Сталезалізобетонні конструкції / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.И. Ефименко. – К. : Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
4. Воробьев А.З. Сопротивление усталости элементов конструкций / А.З. Воробьев, Б.И. Олькин, В.Н. Стебнев, Т.С. Родченко. – М.: Машиностроение, 1990. – 240 с.
5. Зинкевич И.В. Особенности напряженно-деформированного состояния узлов ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей / И.В. Зинкевич, А.В. Мухин, Ю.В. Соболев. – Брестский инженерно-строительный институт, 1987. – 20 с.
6. Семко О.В. Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // Зб. наук пр. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. №16. Рівне, 2008. – С. 344–351.
7. Семко О.В. Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко, В.В. Дарієнко // Вісник ОДАБА. Серія : Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд – Одеса, 2009. – Вип. 33. – С. 140–145.

## АНАЛИЗ ПОДХОДОВ К ВНЕДРЕНИЮ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Срывкина Л.Г., Кисель Е.И.

В настоящее время в Российской Федерации, в Республике Беларусь и других странах Восточной Европы активно внедряются BIM-технологии. При строительстве объектов госзаказа их применение становится обязательным во многих странах. Например, в Российской Федерации с 2019 года. В Республике Беларусь Приказом Минстройархитектуры от 27 октября 2014 г. № 298 утвержден перечень объектов 1 и 2 класса сложности (в соответствии с СТБ 2331-2014 «Здания и сооружения. Классификация. Основные положения»), проектирование которых должно осуществляться с применением BIM-технологии [1].

Практикующие специалисты подтверждают их эффективность на всех этапах проектирования и строительства. В Республике Беларусь переход к использованию BIM-технологий несколько отстает от стран Европейского Союза и Российской Федерации. Однако это можно рассматривать как преимущество. Временной лаг позволяет оценить опыт других стран и перенять его, уже избежав ошибок адаптации, с которыми столкнулись абсолютно все участники строительного рынка: инвесторы, проектировщики, заказчики, подрядчики, девелоперы, заказчики.

К сожалению, анализ показывает, что эта возможность не используется. Внедрение в Республике Беларусь ассоциируется в большей степени с 3D-проектированием, что сразу ограничивает потенциал. В аналитических материалах редко упоминается о том, что BIM-модели сегодня – это модели 7D. Большинство авторов склоняется к необходимости поэтапного «привыкания» к каждому уровню. Игнорируется очень важная проблема – проблема управления процессами интеграции всех 7D уровней, а задача сужается к решению чисто технических задач – покупка компьютеров и программ, переобучение архитекторов и проектировщиков.

В зарубежной практике само выражение «*BIM-model*» рассматривается как «*модель управления информацией о здании, сооружении*» [2]. На русский язык это выражение перевелось как «*building information model*» - «*информационная модель здания, сооружения*». Был утрачен очень важный элемент – «управление». Понятие «управление» коренным образом меняет подход к этому явлению. И соответственно меняет состав целей и задач переходного периода. В [3] сформулировано «десять заповедей» для тех, кто внедряет BIM. Их можно представить следующим образом:

1. BIM – это не CAD.
2. Не надо переводить на BIM всех сразу, да ещё в приказном порядке.
3. На начальном этапе перехода на BIM неизбежно падает производительность труда.
4. Для внедрения BIM нужны средства.
5. Переход на BIM потребует пересмотра организации самого процесса проектирования.
6. Переход на BIM потребует административно-кадровых изменений.
7. Нельзя работать без BIM-менеджеров.

8. Для работы в BIM организации нужен специальный регламент.

9. Не экономьте на обучении сотрудников

10. Активно используйте пилотные проекты.

По пунктам 1 и 5 особенно прослеживается, что в первую очередь решаются задачи архитектурного и конструктивного проектирования. А потенциал, заложенный в моделях 7D, – это управление технической эксплуатацией [4, 5]. Это значит, что с окончанием строительства все только начинается, а не заканчивается.

Отсюда в этот список хотелось бы добавить:

11. BIM – это не 3D-проектирование, а 7D-управление.

12. BIM – это не модель здания, а модель **управления** зданием на всех этапах его жизненного цикла.

Если рассматривать эти дополнения, то в первую очередь, необходимо фокусировать внимание на формировании инструментария не только проектирования, а управления, как в работах [6-14]. В этой связи необходимо рассмотреть следующие проблемы:

### **Проблема № 1. Определение критически важной информации**

Тщательное определение информации, необходимой для улучшения эксплуатационных характеристик здания, является ключом к преобразованию любой BIM-модели в модель управления эксплуатацией. Не существует ограничений по типам информации, которые могут быть инкорпорированы в модель; однако большая часть информации, обычно включаемой в модель, не является необходимой для текущей деятельности. Аналогично, при существенном уровне трудозатрат, требуемых для снабжения BIM-модели эксплуатационными данными, критически важным является определение номенклатуры эксплуатационных показателей. Эти показатели значительно варьируются от проекта к проекту в зависимости от организационной структуры и масштаба модели, но они в обязательном порядке будут относиться к одной из трех областей: размещение, техническое обслуживание, пользователи (комфортные условия для арендаторов и т.д.).

### **Проблема № 2. Управление передачей информации**

Что является принципиально важным – признание двух способов передачи данных: «*push*», когда BIM-модель предоставляет обновленные данные системе управления технической эксплуатацией, и «*pull*», когда данные для обновления модели берутся из системы управления технической эксплуатацией. Примеры первого – информация о геометрических параметрах, о материалах и оборудовании, в то время как примеры второго – фактические данные об энергопотреблении, эксплуатационных расходах, инвентаризациях и арендаторах.

### **Проблема № 3. Контроль трудозатрат, требуемых для создания BIM-модели 7D**

Эта задача является наиболее трудной, когда отсутствуют данные в цифровом формате. Однако также существуют сложности, связанные с модификацией законченных строительных моделей. Здесь возникают две проблемы: во-первых, требуемые эксплуатационные данные обычно не представлены в модели, и во-вторых, размер файла в процессе модификации может сильно увеличиваться. В первом случае проблема переадресовывается проектировщику и подрядчику. Во втором случае рекомендуется пошаговое моделирование, в соответствии с которым создается копия строительной модели, содержащей полную информацию, и затем она упрощается до объема, необходимого для текущей деятельности.

Если цифровая информация ограничена, можно импортировать цифровые планы (CAD) и соединить их с данными из библиотек семейств архитектурных конструкций BIM, чтобы разработать базовую геометрию; другие CAD-чертежи могут быть подключены, чтобы сделать возможной их визуализацию в модели (например, автоматизация, электрика). Основное оборудование может быть отражено с использованием соответствующей библиотеки семейства и определенных параметров, которые необходимы для связи с программным обеспечением технической эксплуатации. Если планы отсутствуют, можно использовать 3D-сканирование для быстрой разработки BIM-модели, достаточно детализированной, чтобы служить исходной геометрической моделью. В этом случае целесообразно принимать во внимание предельную полезность каждого геометрического компонента, поскольку каждый геометрически моделируемый элемент требует детального обследования для подтверждения имеющихся данных и дополнения их наблюдениями, фотографиями, измерениями. С точки зрения повседневных эксплуатационных требований минимальную пользу дает точная регистрация расположения элементов в каждом помещении. С помощью RFID-меток (радиометок) местоположение элемента может быть быстро определено по мере возникновения необходимости.

#### **Проблема № 4. Работа с неопределенностью**

Неопределенность данных по существующим зданиям не может быть преодолена полностью, поскольку даже при полноценном осмотре возникает риск, связанный с человеческим фактором. Чтобы управлять неопределенностью, используются разные подходы. Наиболее дорогостоящий и наименее рискованный метод предполагает верификацию и измерение на месте ключевых данных, которые неизвестны или неточны. В соответствии с другим методом данные, уровень достоверности которых ниже заданного (который может составлять 99 % и более для некоторых организаций), исключаются из модели. Этот подход является наименее затратным, но может значительно ограничить функциональность модели. Рассмотрение этой проблемы является крайне важной, так как специалисты отмечают потоки неопределенностей, с которыми приходится сталкиваться, начиная от формирования задания на проектирование. Так как источником этих потоков являются участники проектов, то снизить риски на этапах проектирования и строительства возможно при грамотном управлении. В противном случае будет сформирована BIM-модель, которая будет содержать эти неопределенности и множить их при переходе на последующие уровни.

В Республике Беларусь задача усложняется еще и затруднениями в техническом и нормативном обеспечении формирования 4D-уровня. Республиканское унитарное предприятие «Республиканский научно-технический центр по ценообразованию в строительстве» (РУП РНТЦ) было определено исполнителем работ по внедрению технологии BIM в сметные расчеты. Отраслевая программа [15] первоначально предусматривала участие РУП РНТЦ в создании типовых компонент информационных систем для поддержки жизненного цикла здания (сооружения) во взаимодействии с информационной моделью (BIM), а именно в разработке (адаптации) и проведении испытаний типовой компоненты «Сметные расчеты» в III квартале 2012 года – II квартале 2014 г.

К установленному сроку данная типовая компонента не была разработана, и в мае 2014 г. Минстройархитектуры в целях реализации мероприятий От-

раслевой программы издало приказ о внедрении в 2014 – 2015 году технологии информационного моделирования здания в сметные расчеты (формат модели – RWT) [16], предусматривающий:

- заключение ОАО «Инкотех» (г. Минск) и РУП РНТЦ соглашения о научно-техническом сотрудничестве с ООО «Эстимо Групп» (г. Москва), осуществляющим интеграцию сметных программ с информационной моделью здания;
- обеспечение ОАО «Инкотех» разработку проектных моделей для тестирования технологии информационного моделирования здания в сметных расчетах и проведение приемочных испытаний.

Очевидно, что значительного прогресса в данном направлении достигнуто не было, так как руководство РУП РНТЦ в числе основных направлений своей деятельности в 2016 – 2020 г. перечисляет [17]:

- разработка актуализированного программного комплекса для сметных и ресурсных расчетов в строительстве (АПК);
- *формирование требований (техническое задание)* по внедрению BIM-технологий с применением АПК;
- формирование требований по совершенствованию 3D BIM-моделей до 5D на основе планирования организации строительства и производства работ.

К указанному программному комплексу предъявляются следующие требования:

- простой, наглядный, развитой интерфейс;
- формирование результатов в Microsoft Office Excel или Open Office;
- интеграция сметной программы с 3D-системами проектирования, позволяющими разрабатывать BIM-модели зданий, сооружений, для сопряжения инженерно-технической и сметно-экономической частей проекта (рисунок 1).



Рисунок 1 – Принципиальная схема функционирования программного комплекса по сметно-экономическим расчетам [17]

Выводы: Внедрение и использование BIM-технологий сложный и многоэтапный процесс. В Республике Беларусь активно внедряется 3D-уровень, который, к сожалению, не снимает главной проблемы – минимизацию неопределенностей **управления** процессами создания и эксплуатации здания и сооружения. Развитие затрудняется отсутствием механизма координации между участниками всех уровней, умением работать с неопределенностями, невыполнением актуальных государственных задач. Достижение поставленной цели должно базироваться на системных мероприятиях, а не отдельных этапах, а также на внутренней инициативе со стороны участников строительного рынка.

## СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. О применении BIM-технологии в проектировании: приказ Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 27 окт. 2014 г., № 298 // АПС «Бизнес-Инфо». Версия 2.0.3.63 [Электронный ресурс] / ООО «Профессиональные правовые системы», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2016.
2. McArthur, J.J. A building information management (BIM) framework and supporting case study for existing building operations, maintenance and sustainability / J.J. McArthur // *Procedia Engineering*. – 118 (2015). – P. 1104-1111.
3. Талапов, В.В. Технология BIM: суть и основы внедрения информационного моделирования зданий / В.В. Талапов. – М. : ДМК-пресс, 2015. – 410 с.
4. O'Keeffe, S.E. Synergy of the development 6D BIM framework and conception of nD BIM process ontology / S.E. O'Keeffe // *PhD Thesis, University of Southern Mississippi*, 2013.
5. Lee, A. nD modeling – a driver or enabler for construction improvement? / A. Lee, S. Wo, G. Aouad, R. Cooper, C. Fu // *School of Construction and Property Management, University of Salford, UK*. – 5(6) (2005).
6. Kivits, R.A. BIM: enabling sustainability and asset management through knowledge management / R.A. Kivits, C. Furneaux // *The Scientific World Journal*. – 13 (2013).
7. Azhar, S. BIM for Sustainability Analyses / S. Azhar, J. Brown // *International Journal of Construction Education and Research*. – 5(4) (2009).
8. Costin, A. Passive RFID and BIM for Real-time Visualization and Location Tracking / A. Costin, N. Pradhanadga, J. Teizer // *Construction Research Congress*. – 2014. – P. 169-178.
9. Brooks, T. A Study to Support BIM Turnover to Facility Managers for Use after Construction / T. Brooks, J. Lucas // *Computing in Civil and Building Engineering*. – 2014. – P. 243-250.
10. Kiviniemi, A. Challenges in the Implementation of BIM for FM – Case Manchester Town Hall Complex / A. Kiviniemi, R. Codinhoto // *Computing in Civil and Building Engineering*. – 2014. – P. 665-672.
11. Ammari, K. Collaborative BIM-Based Markerless Mixed Reality Framework for Facilities Maintenance / K. Ammari, A. Hammad // *Computing in Civil and Building Engineering*. – 2014. - P. 657-664.
12. Jiao Y. A cloud approach to unified lifecycle data management in architecture, engineering, construction and facilities management: Integrated BIMs and SNS / Jiao Y, Wang Y, Zhang S, Li Y, Yang B, Yuan L // *Advanced Engineering Informatics*. – 2013. - 27(2). – P. 173-188.
13. Yu-Cheng Lin. Developing Mobile BIM/2D Barcode-Based Automated Facility Management System / Yu-Cheng Lin, Yu Chih Su, Yen-Pei Chen // *The Scientific World Journal*. – 2014. – Article ID 374735.
14. Arayici, Y. Towards building information modeling for existing structures / Y. Arayici // *Structural Survey*. – 2008. – 26(3). – P. 210-222.
15. Отраслевая программа по разработке и внедрению информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2012 – 2015 годы : пост. Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 31 янв. 2012 г., № 4 // АПС «Бизнес-Инфо». Версия 2.0.3.63 [Электронный ресурс] / ООО «Профессиональные правовые системы», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2016.
16. О внедрении в 2014-2015 гг. технологии информационного моделирования здания в сметные расчеты (формат модели - RWT) : приказ Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 27 мая 2014 г., № 148 // АПС «Бизнес-Инфо». Версия 2.0.3.63 [Электронный ресурс] / ООО «Профессиональные правовые системы», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2016
17. Пурс, Г.А. Основные итоги развития строительной отрасли за 2011 – 2015 годы. Цели и приоритеты развития на 2016 – 2020 годы / Г.А. Пурс, В.В. Кутырло // *Строительство и ценообразование*. – 2016. - № 4(12). – С. 3–12.



## К ОЦЕНКЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ РАСЧЕТА ПОЛОГИХ АРОЧНЫХ СВОДОВ-ОБОЛОЧЕК ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА MIC

Уласевич В.П., Жданов Д.А., Сидорук А.В.

**Аннотация.** Изложены результаты численных исследований пространственных конечно-элементных моделей пологого свода-оболочки бескаркасного арочного покрытия из стальных тонкостенных холодногнутых профилей – аналогов профилей *MIC-120* и *MIC-240* американской корпорации *MIC Industries Inc.*

Показана значимость разгружающего эффекта работы пологого свода-оболочки бескаркасного арочного покрытия при оценке сдвиговой жесткости и важность учета последней при проектировании опорных конструкций пологих бескаркасных арочных покрытий из СТХП для восприятия горизонтальной составляющей опорной реакции (распора).

**Актуальность работы.** Идея бескаркасного арочного покрытия из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП), совмещающего в себе несущие и ограждающие функции, была запатентована в США в конце 40-х годов 20-го столетия. Однако широкое использование сооружений такого рода для различных нужд в самых разных странах мира началось лишь в 70-ые годы после того, как было создано принципиально новое технологическое оборудование: мобильная панелеформовочная машина и фальцегибочная электрическая машинка, позволившие, во-первых, изготавливать СТХП необходимой дугообразной формы непосредственно на строительной площадке, и, во-вторых, осуществлять их соединение в цельную конструкцию, не прибегая к помощи болтов, заклепок или саморезов [1, 2].

В настоящее время при возведении бескаркасных арочных покрытий одним из наиболее используемых профилей является трапециевидный профиль типа *MIC-120* и *MIC-240*, изготавливаемый на оборудовании американской корпорации *MIC Industries Inc.* либо его многочисленных аналогов [4]. Широкое использование профиля данного типа при строительстве бескаркасных арочных сооружений различного функционального назначения, в паре с целостной, относительно простой и апробированной технологией его применения, позволяет говорить о нем, как о новом, в известной мере, архитектурном и конструктивном элементе.

Устойчивая положительная тенденция в распространении рассматриваемых бескаркасных арочных покрытий из СТХП объясняется рядом их преимуществ по сравнению с традиционными кровельными системами. В первую очередь это:

– наличие и доступность всего комплекса оборудования, необходимого и достаточного для изготовления арочных профилей трапециевидного поперечного сечения для арочных покрытий пролетом до 30 метров и выше непосредственно на строительной площадке;

– малая металлоемкость, сухая механизированная сборка, высокая скорость строительства и абсолютная водонепроницаемость готового покрытия;

– отсутствие проблем в доставке к месту сборки готовых большепролетных конструктивных элементов (рулоны оцинкованного металла подвозятся непосредственно на стройплощадку совместно с оборудованием для изготовления необходимых профилей);

– меньшая итоговая стоимость строительства объекта и низкие эксплуатационные затраты на покрытие при долговечности последнего до 50 лет.

Анализ существующих конструктивных решений бескаркасных арочных покрытий свидетельствует о преобладании конструкций, монтируемых из СТХП полукруговой формы высотой близкой или равной радиусу и устанавливаемых непосредственно на фундамент. При такой конструктивной схеме достаточно просто решается проблема восприятия распора. Кроме того, крутые арки не только менее деформативны, что допускает линейные модели их расчета, но и наиболее надежны с точки зрения обеспечения общей устойчивости здания.

В последние годы внимание проектировщиков обращено на разработку бескаркасных арочных покрытий зданий в виде пологих арочных сводов-оболочек, совмещающих несущие и ограждающие функции в объеме холодного чердачного пространства зданий. Возможны и утепленные формы покрытий сооружений как общественного, так и производственного назначения, а также мансардных надстроек жилых зданий, возводимых в процессе капитального строительства или капитального ремонта покрытий [4].

Однако широкое применение пологих бескаркасных арочных сводов из СТХП в покрытиях общественных, производственных и жилых зданий сдерживается наличием ряда расчетно-конструкторских проблем, среди которых отметим три следующие:

1. Отсутствие оптимального конструктивного решения узла сопряжения пологих сводов-оболочек с опорной конструкцией каркаса здания, учитывающего, в частности, сдвиговую жесткость покрытия совместно с изгибной жесткостью опорного контура.

2. Недостаточная изученность нелинейной работы пологого арочного покрытия из СТХП как пространственного тонкостенного свода-оболочки под воздействиями неравномерных снеговых нагрузок [3], [4].

3. Отсутствие простых, но в тоже время достаточно точных и надежных методов расчета пространственных пологих сводов-оболочек из СТХП на основе, в частности, *стержневых моделей*, способных обеспечить прочность и устойчивость свода с учетом и геометрической нелинейности и местной устойчивости.

Таким образом, исследования по оценке действительного напряженно-деформированного состояния пологих арочных сводов применительно к покрытиям общественных, производственных и жилых зданий представляют собой актуальную задачу как в теоретическом, так и в практическом плане.

**Численные исследования.** Целью проведения численных исследований в рамках данной статьи являются: оценка сдвиговой жесткости покрытий с гибким опорным контуром; оценка необходимости учета геометрической нелинейности; оценка расчетных моделей с позиции их эффективности и области применения.

Численные исследования проводились для наиболее распространенных в РБ профилей типа *MIC-120* и *MIC-240* (см. рис. 1). Исследовались модели свода-

оболочки с пролетами  $L=12$ ,  $L=15$  и  $L=18$  м. Расчетная нагрузка принималась равномерно распределенной от собственного веса и снегового воздействия в виде двух несимметричных треугольников в соответствии с EN 1991-1-3.

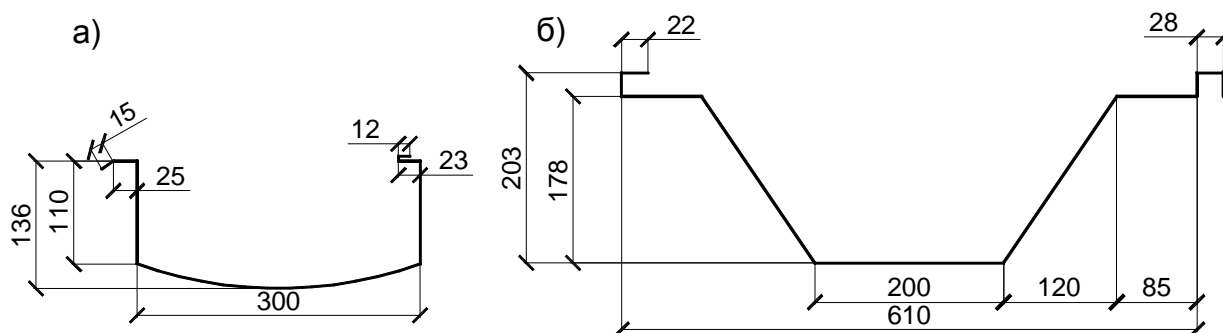


Рисунок 1 – Размеры поперечного сечения профилей:

а) – профиль MIC-120; б) – профиль MIC-240.

В качестве расчетных моделей пологого арочного свода-оболочки из СТХП были приняты:

- модель в виде **пространственного свода-оболочки**, повторяющего форму поперечного сечения холодногнутых элементов типа MIC-120 и MIC-240 (рис. 3, а);
- модель в виде **плоского криволинейного стержня** с эффективными жесткостными характеристиками, вычисленными для полосы свода покрытия шириной 1 м (рисунок 3, б).

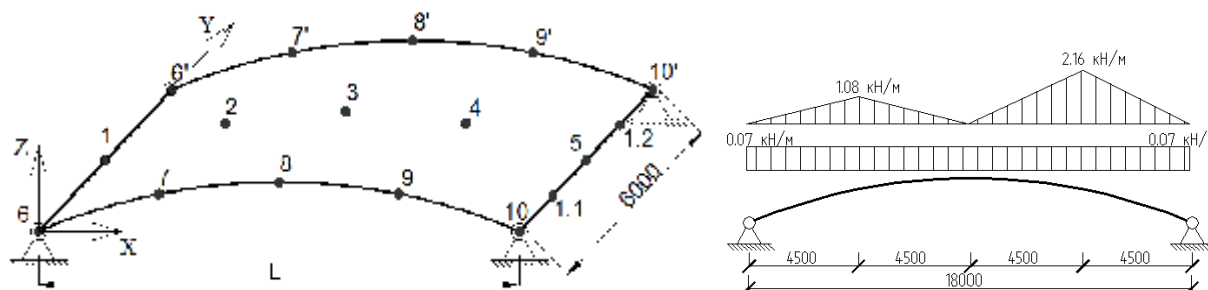


Рисунок 2 – Расчетная модель пологого свода-оболочки и модель воздействия

В качестве инструмента численных исследований использован вычислительный комплекс *Femap with NASTRAN* и компьютерная программа деформационного расчета пологих арочных систем *STARS* в виде стержневой модели арочного свода [3].

Главный упор в численных исследованиях был сделан на конечно-элементную модель свода-оболочки, повторяющую с достаточной точностью форму поперечного сечения холодногнутых арочных элементов типа MIC-120 и MIC-240 (рис. 1). В результате расчета описанной таким образом модели свода в среде *NASTRAN* с толщиной стального оцинкованного листа  $t=1.0$  мм и пролетами  $L=12$  м,  $L=15$  м,  $L=18$  м, были получены:

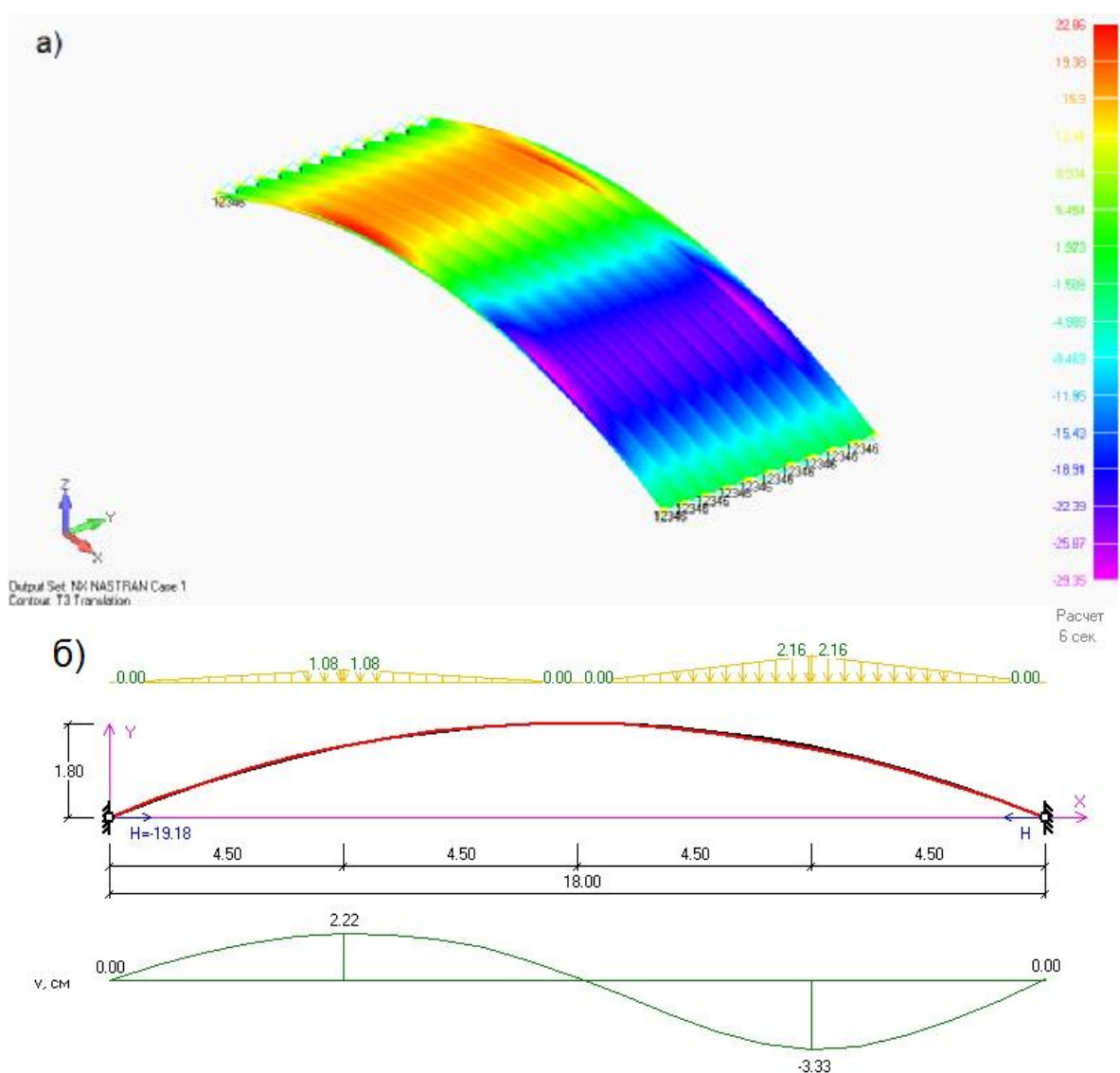
- вертикальные деформации в точках по поверхности свода;
- горизонтальные перемещения опорных участков свода.

В расчетных моделях рассматривалась шарнирная схема крепления свода к опорным двутавровым балкам (рис. 2). С целью оценки влияния сдвиговой жесткости свода-оболочки были приняты две схемы закрепления опорных балок:

- закрепление от вертикального и горизонтального смещения по краям (точки 6, 6' и 10, 10');
- закрепление от вертикального и горизонтального смещения в середине (точки 1 и 5);

Влияние изгибной жесткости опорной балки в горизонтальном направлении учитывалось расчетом свода-оболочки как с конечной ( $EI_{on} \neq 0$ ), так и бесконечно малой ( $EI_{on} \rightarrow 0$ ) жесткостью опорной балки.

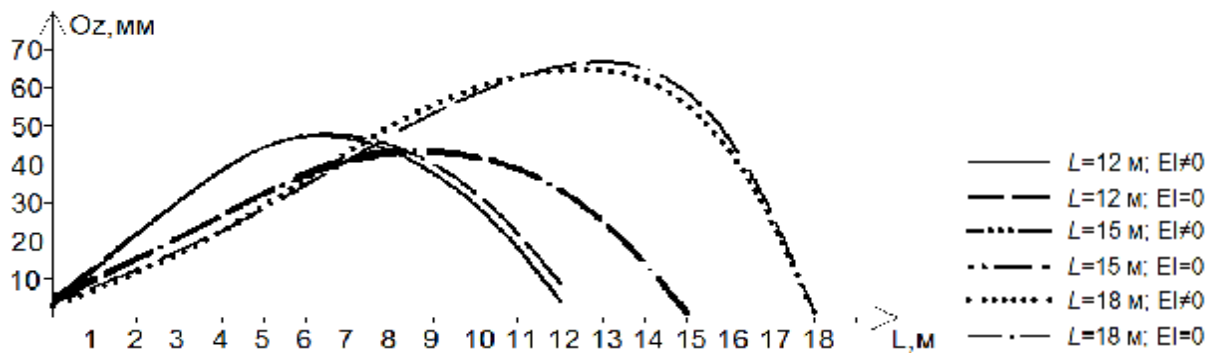
Результаты численных исследований свода MIC-240 по расчетной модели, описанной в компьютерной среде *NASTRAN*, представлены в таблицах 1÷3 и на графиках (рис. 4÷6).



**Рисунок 3 – Примеры расчета в изолиниях вертикальных перемещений:**  
 а) складчатой оболочки (*Femap with NASTRAN*);  
 б) плоского криволинейного стержня (*STARS*).

**Таблица 1** – Вертикальные перемещения свода МИС-240 в середине пролета

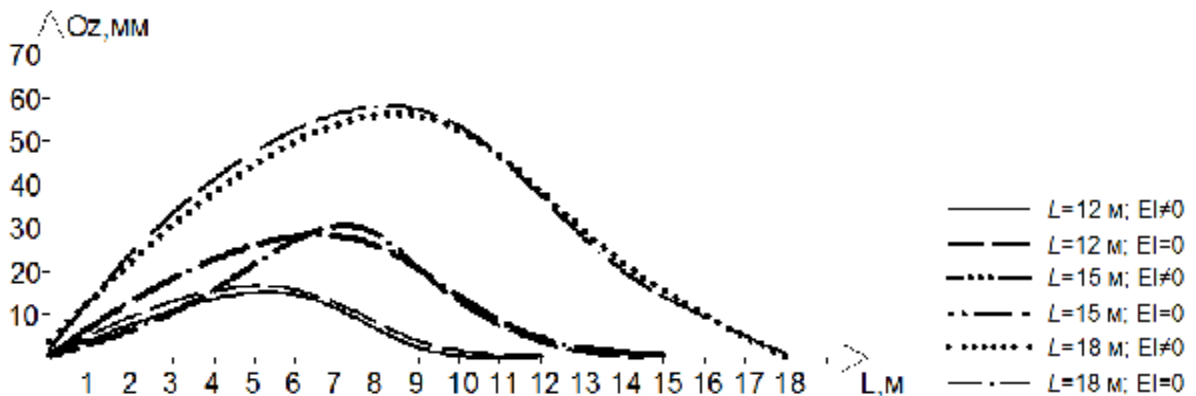
Пролет свода	Жесткость контура	Перемещение в характерных точках, мм				
		1	2	3	4	5
L=12м	$EI_{on} \neq 0$	3.1	30.6	47.3	37.7	4.2
	$EI_{on} \rightarrow 0$	4.8	30.5	47.5	40.1	4.9
L=15 м	$EI_{on} \neq 0$	4.2	25.2	41.9	37.6	1.1
	$EI_{on} \rightarrow 0$	5.4	25.2	42.8	37.6	1.5
L=18 м	$EI_{on} \neq 0$	2.9	25.7	55.6	63.8	1.6
	$EI_{on} \rightarrow 0$	3.6	25.4	53.3	66.3	1.4



**Рисунок 4** – График вертикальных перемещений для точек 1÷5

**Таблица 2** – Вертикальные перемещения свода МИС-240 в точ. 6÷10/(6'÷10')

Пролет свода	Жесткость контура	Перемещение в характерных точках, мм				
		6 / (6')	7 / (7')	8 / (8')	9 / (9')	10 / (10')
L=12м	$EI_{on} \neq 0$	0.6/(0.6)	10.9/(10.8)	14.6/(14.8)	1.8/(1.9)	0.3/(0.3)
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.6/(0.5)	13.0/(13.1)	15.8/(15.7)	3.9/(3.7)	0.1/(0.11)
L=15м	$EI_{on} \neq 0$	0.8/(0.8)	21.7/(21.5)	27.3/(27.4)	7.2/(7.1)	0.6/(0.5)
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.4/(0.3)	14.2/(14.3)	30.2/(30.2)	1.8/(1.7)	0.0/(0.1)
L=18м	$EI_{on} \neq 0$	3.8/(3.7)	41.4/(41.5)	55.9/(55.6)	25.9/(25.9)	0.3/(0.3)
	$EI_{on} \rightarrow 0$	2.3/(2.1)	44.5/(44.2)	57.3/(57.1)	23.9/(23.8)	1.0/(1.0)



**Рисунок 5** - График вертикальных перемещений свода МИС-240 в точках 6÷10/(6'÷10')

Таблица 3 – Горизонтальные перемещения точек торца свода *MIC-240*

Пролет свода	Жесткость опорного контура	Перемещение в характерных точках, мм				
		10	1.1	5	1.2	10'
$L=12\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	9.4	13.3	9.0	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	9.5	13.5	9.3	0.0
$L=15\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	11.2	15.2	11.0	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	11.9	15.8	11.7	0.0
$L=18\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	15.3	21.2	15.1	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	15.8	21.9	15.9	0.0

Следует заметить, что все данные, приведенные в таблицах 1÷3, были получены на основе расчета конечно-элементной модели *NASTRAN* в линейной постановке. В нелинейной постановке была рассчитана лишь конечно-элементная модель свода *MIC-120* пролетом  $L=12\text{м}$ .

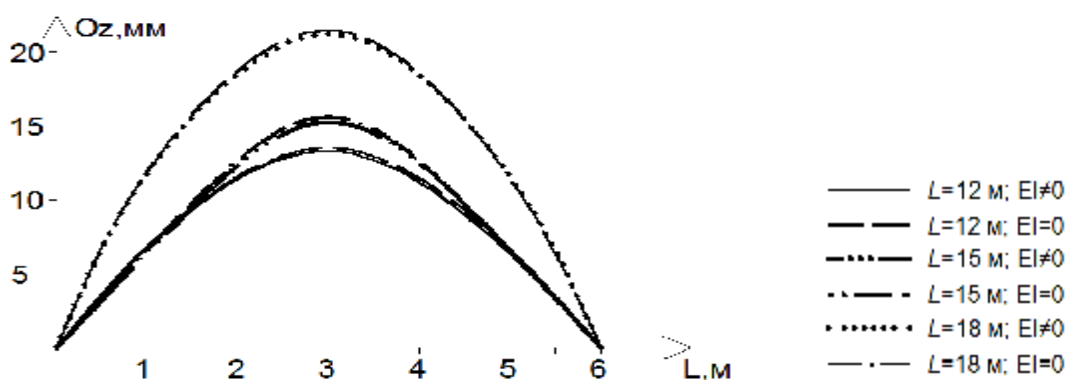


Рисунок 6 – График горизонтальных перемещений опорных точек модели *MIC-240*

Результаты численных расчетов модели свода *MIC-120* в линейной и нелинейной ( $L=12\text{м}$ ) постановках представлены в таблицах 4 и 5.

Таблица 4 – Горизонтальные перемещения опорных точек свода *MIC-120*

Параметры свода-оболочки		Перемещения в характерных точках модели, мм				
		10	1.1	5	1.2	10'
$L=12\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	5.8	8.6	6.9	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	6.7	9.4	7.8	0.0
$L=12\text{м}^*$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	6.9	10.4	8.0	0.0
$L=15\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	6.8	9.1	7.6	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	7.6	10.1	7.8	0.0
$L=18\text{м}$	$EI_{on} \neq 0$	0.0	2.8	4.9	3.5	0.0
	$EI_{on} \rightarrow 0$	0.0	3.7	5.1	4.5	0.0

\* нелинейный расчет

Таблица 5 – Вертикальные перемещения свода *MIC-120* при  $L=12\text{м}$  и  $EI_{on} \neq 0$

Условия закрепления опорных балок	Перемещения в характерных точках модели, мм				
	1	2	3	4	5
2 опорные точки	2.3	14.2	26.0	31.4	9.5
1 опорная точка	0.0	4.8	8.7	7.4	0.0
Условия закрепления опорных балок	Перемещения в характерных точках модели, мм				
	6/(6')	7/(7')	8/(8')	9/(9')	10/(10')
2 опорные точки	0.6/(0.6)	5.6/(5.3)	6.7/(6.8)	5.2/(5.1)	0.4/(0.4)
1 опорная точка	1.2/1.2	10.1/10.1	18.5/18.5	25.4/25.4	13.3/13.3

Характер вертикальных перемещений свода  $L=12\text{м}$ , с закреплением опорных балок от горизонтальных смещений по краям и по середине, показан на рис. 7 и 8 соответственно.

Таблица 6 – Горизонтальные перемещения свода  $MIC-120$  при  $L=12\text{м}$  и  $EI_{on} \neq 0$

Условия закрепления опорных балок	Перемещения в характерных точках модели, мм				
	10	1.1	5	1.2	10'
2 опорные точки	0.0	5.8	8.6	6.9	0.0
1 опорная точка	5.3	3.3	0.0	3.2	5.3

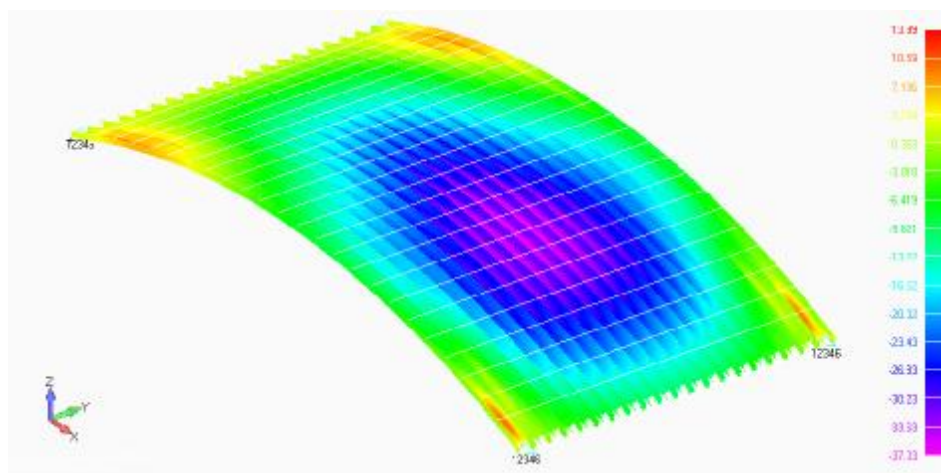


Рисунок 7 – Изополя вертикальных перемещений свода  $L=12\text{м}$ , с закреплением опорных балок по краям

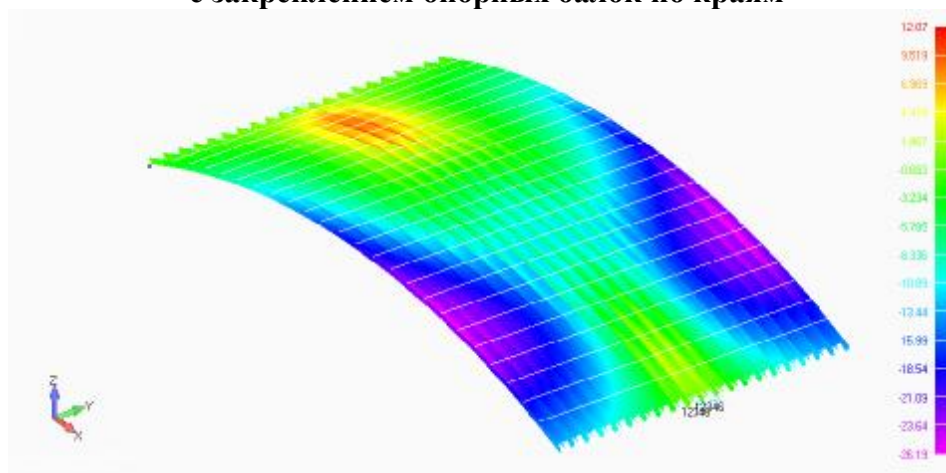


Рисунок 8 – Изополя вертикальных перемещений свода  $L=12\text{м}$ , с закреплением опорных балок в середине

Эффективность расчета свода-оболочки пролетом  $L=18\text{м}$  по пространственной модели в *NASTRAN* и по стержневой модели *STARS* подтверждена сравнительными результатами расчетов, представленными в табл. 7.

Таблица 7 – Сравнительная оценка точности расчета свода в перемещениях

Программный комплекс	Перемещения в характерных точках модели, мм				
	1	2	3	4	5
<i>STARS</i> (стержневая модель)	0.0	22.2	1.2	-33.3	0.0
<i>NASTRAN</i> (модель свод-оболочка)	0.2	22.9	0.3	-29.4	-0.4

**Заключение.** Результаты численных исследований, изложенные в данной работе, позволяют сделать следующие выводы:

1. При использовании в качестве покрытия зданий пологого арочного свода-оболочки из стального холодногнутого арочного профиля типа *МІС* целесообразно учитывать его сдвиговую жесткость. Это позволяет увеличить расстояние между точками передачи распора свода до 6 м. При этом свод-оболочка толщиной профиля  $t=1.0$  мм способна надежно перекрывать пролеты зданий  $L \leq 18.0$  м с пологостью арочного свода покрытия  $f/l \leq 1/10$  (для г. Бреста).

2. Применение *нелинейной стержневой модели* [3] позволяет не только снизить трудоемкость расчета по сравнению с *пространственной моделью свода-оболочки*, но и надежно спрогнозировать поведение арочного свода под снеговыми и ветровыми воздействиями в процессе эксплуатации, в том числе – прочность, общую устойчивость равновесия и местную устойчивость элементов поперечного сечения, полученных в деформированной схеме равновесия [2], [3], [4]. При этом вопрос учета сдвиговой жесткости покрытия при расчете стержневой модели требует более детального изучения.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Айрумян, Э.Л. Эффективные холодногнутые профили из оцинкованной стали – в массовое строительство / Э.Л. Айрумян, В.Ф. Беляев // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2005. – № 11. – С. 10–17.

2. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестник БрГТУ. – 2012 – № 1(73): Строительство и архитектура – С. 104–110.

3. Уласевич, В.П. Деформационный расчет бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестник БрГТУ. – 2015. – № 1(91): Строительство и архитектура – С. 66–72.

4. Жданов, Д.А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: История, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2016. – № 1(97): Строительство и архитектура – С. 30–34.



## МАКСИМАЛЬНОЕ ФОРМОИЗМЕНЕНИЕ В ТОЧКЕ ТЕЛА И КРИТЕРИЙ ТЕКУЧЕСТИ МАТЕРИАЛА

Холодарь Б.Г.

Используемые критерии текучести и разрушения материалов в различной степени учитывают роль сдвиговых и объемных деформаций, а некоторые из них, например, классические критерии Треска и Мизеса, не содержат объемную деформацию в своих формулировках. Однако разнообразие проявляемых свойств материалов указывает на недостаточность такого подхода, что и отражается в многочисленных известных критериях [1]. Ниже обсуждается возможность построения такого рода критерия [2,3] на основе общих представлений механики сплошной среды.

При описании напряжено-деформированного состояния материала в точке нагруженного тела выделяют шаровую и девиаторную компоненты соответствующих тензоров. Шаровая деформация характеризует однородное расширение-сжатие материала, девиаторная – сдвиговое деформирование элементарного объема, сопровождающееся изменением его формы. Формоизменение складывается из двух составляющих – ортогонального формоизменения, происходящего при сохранении первоначально прямых углов элементарного параллелепипеда и соответствующего диагональным компонентам тензора-девиатора (деформации чистого сдвига), и углового формоизменения, связанного с искажением этих углов и соответствующего внедиагональным компонентам тензора (деформации простого сдвига).

Вырежем в некоторой точке тела элементарный объем в виде кубика со стороной  $da$ , боковые грани которого ориентированы перпендикулярно осям координат. Центр этого кубика обозначим точкой  $O$ . Ось  $W$ , равнонаклоненная к осям  $XYZ$ , пройдет через эту точку по ребру пентаэдра, построенного на одной из граней кубика (рис.1).

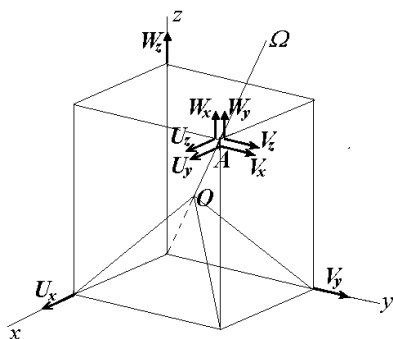


Рисунок 1 – Элементарный кубик и пентаэдр

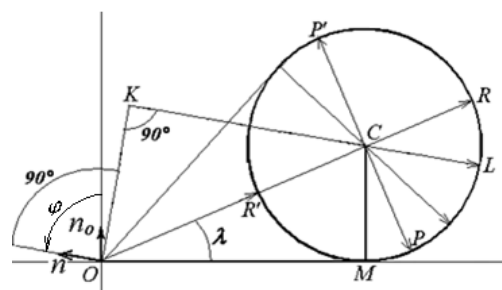


Рисунок 2 – Диаграмма деформаций

Перемещения точек будем понимать как деформационные, не содержащие переносных смещений. Перемещения точки  $A$  за счет осевых дефор-

маций обозначены как  $U_x, V_y, W_z$ , (показаны на осях координат), девиаторная часть перемещений, соответствующая нормальным деформациям, составляет  $\delta x_\varepsilon = (2\varepsilon_x - \varepsilon_y - \varepsilon_z)/3 \cdot da$ ,  $\delta y_\varepsilon = (2\varepsilon_y - \varepsilon_z - \varepsilon_x)/3 \cdot da$ ,  $\delta z_\varepsilon = (2\varepsilon_z - \varepsilon_x - \varepsilon_y)/3 \cdot da$ , а соответствующая сдвиговым деформациям –  $\delta x_g = U_y + U_z$ ,  $\delta y_g = V_x + V_z$ ,  $\delta z_g = W_x + W_y$ , где  $U_x = \partial U / \partial x \cdot da = \varepsilon_x \cdot da$ ,  $U_y = \partial U / \partial y \cdot da$  и т.д. Полные девиаторные перемещения точки  $A$  по осям составляют  $\delta x = \delta x_\varepsilon + \delta x_g$ ,  $\delta y = \delta y_\varepsilon + \delta y_g$ ,  $\delta z = \delta z_\varepsilon + \delta z_g$ .

Если оси  $XYZ$  совпадают с осями главных деформаций, то сдвиговое смещение вершины пентаэдра полностью принадлежит октаэдрической плоскости, а квадрат этого смещения равен половине величины второго инварианта девиатора деформаций. Полное смещение вершины пирамидки дополнительно включает также радиальное смещение точки  $O$  вдоль оси  $W$ .

Деформационные перемещения точки  $O$  можно изобразить диаграммой (рис.2).

На ней отрезком  $OM$  изображено деформационное перемещение центра кубика от девиаторной компоненты деформации (совпадает с ортогональной, пропорциональной второму инварианту тензора-девиатора деформаций), располагающейся на октаэдрической плоскости, а отрезком  $MC$  – величина шаровой компоненты в направлении диагонали кубика (по орту  $n_o$ ). Если от октаэдрической плоскости перейти к плоскости, повернутой вокруг центра кубика (на некоторый угол  $j$ ), то лежащий на ней отрезок  $OK$  будет характеризовать ортогональное формоизменение,  $KL$  – угловое,  $LC$  – шаровое в направлении внешней нормали к этой плоскости. При повороте нормали на  $360^\circ$  изображающая точка  $L$  обходит контур окружности радиуса  $CM$ . Из рис.2 вытекает, что отрезок  $OR$  представляет собой максимальную угловую девиаторную деформацию, отрезок  $OC$  – максимальную ортогональную деформацию. Обе деформации, как видим, зависят от величины шаровой деформации. Максимальная угловая деформация является и максимально-возможной девиаторной деформацией. При реализации максимальной угловой деформации ортогональная часть отсутствует, при реализации максимальной ортогональной деформации угловая не равна нулю и изображается отрезками  $CP$  или  $CP'$ .

Из диаграммы следует, что вектор полного девиаторного формоизменения  $\bar{T}$  зависит от шаровой деформации и может значительно превосходить вектор ортогонального формоизменения. Для углов  $j = p/2 + 1$  и  $j = 3p/2 + 1$  девиаторное перемещение равно соответственно максимальному и минимальному равномерному угловому перемещению, а полное деформационное перемещение равно сумме двух равномерных смещений (углового и объемного). Равномерное угловое формоизменение превращает кубик в трехмерный ромб, вытянутый вдоль оси  $W$ , в то время как ортогональное – в параллелепипед. Как видим, максимальное формоизменение не связано с площадками главных касательных напряжений или октаэдрическими площадками, а определяется углом  $l$ .

Построенные векторные диаграммы являются обобщенными, позволяя охарактеризовать деформированное состояние материала в рассматриваемой точке вдоль любого заданного направления непосредственно в виде девиаторной и шаровой составляющих, а лежащие на оси  $OC$  векторы максимальной угловой и шаровой деформаций можно рассматривать как деформационный винт по аналогии с кинематическим винтом в теоретической механике. Такая структура полностью характеризует деформированное состояние в точке тела.

Диаграмма позволяет сформулировать критерий появления (зарождения) пластической деформации материала – началу течения соответствует достижение максимальным девиаторным перемещением  $OR$  своего предельного уровня  $T_p$ . Этот уровень может быть установлен из опыта на одномерное растяжение образца до деформации, соответствующей пределу текучести (пропорциональности) материала [2]:

$$T_p^2 = \frac{1}{18} \left[ (1+m)^2 + 4(1-2m)^2 + 2\sqrt{2}(1+m)(1-2m) \right] \frac{S_T^2}{E^2},$$

где  $m$  - коэффициент Пуассона,  $S_T$  – предел текучести,  $E$  – модуль упругости материала.

При пропорциональном увеличении приложенной нагрузки отрезок  $OR$  удлинится за предельный уровень и текучесть охватывает все больший объем материала выделенной вокруг точки  $O$  элементарной сферы. Диаграмма позволяет оценивать относительную долю  $y$  объема материала, перешедшего в состояние текучести (незаштрихованная часть объема сферы  $C$  на рис.3а). Величина этой доли зависит от уровня нагружения и вида напряженного состояния.

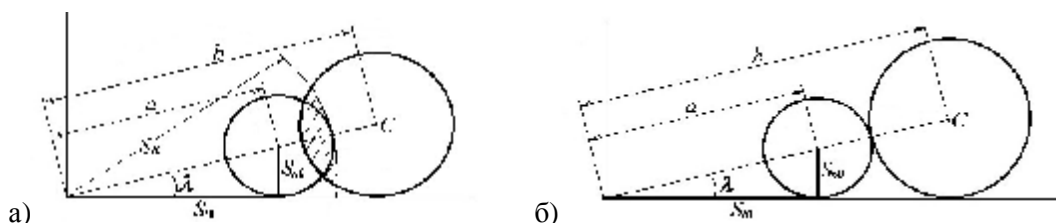


Рисунок 3 – а - Частичная текучесть в точке ( $1 < n < n_k$ ,  $y < 1$ ), упругая  $S < S_R$  и неупругая  $S > S_R$  зоны работы материала; б - Полная текучесть ( $n = n_k$ ,  $y = 1$ )

Например, если при заданном  $\lambda = \arctg(S_{n0}/S_{t0})$  достигнут уровень зарождения текучести при нагрузке  $P_n$ , то при сохранении режима пропорционального нагружения весь объем материала перейдет в пластическое состояние при нагрузке полной текучести, равной  $P_k = P_n \cdot b/a = P_n \frac{\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \lambda} + 1}{\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \lambda} - 1}$ . Обозначив  $n_k = P_k/P_n$ ,

найдем для него несколько значений, учитывая также, что при этом  $m = 0.5$ :  $1 = 0^\circ - n_k = 1.0$ ,  $1 = 15^\circ - n_k \approx 1.7$ ,  $\lambda = 30^\circ - n_k \approx 3.0$ ,  $\lambda = 45^\circ - n_k \approx 5.8$ ,  $1 = 60^\circ - n_k \approx 13.9$ . Кривые  $n_k(1)$  и  $y(n, 1)$  показаны на рис.4.

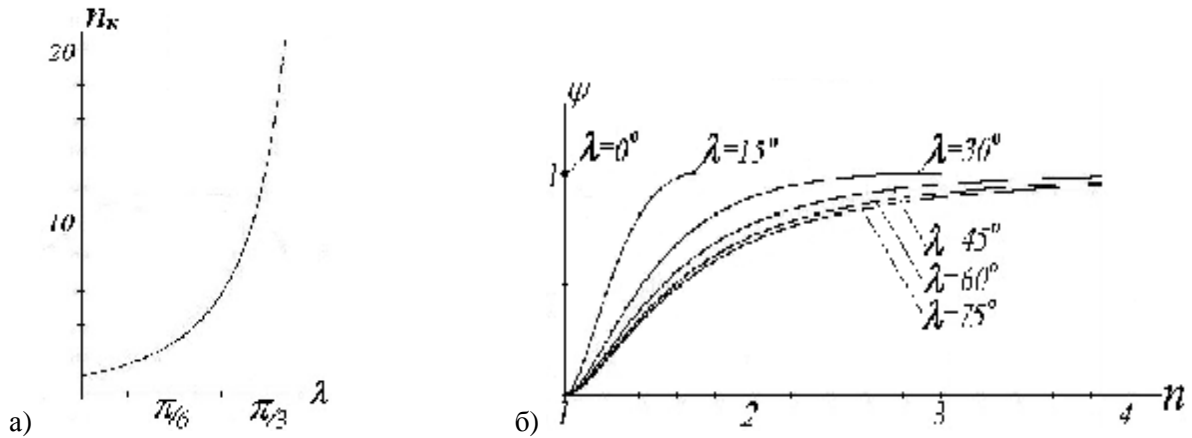


Рисунок 4 – а - Коэффициент полной пластичности  $n_k(l)$ ;  
 б - Коэффициент относительного неупругого объема  $u(n, l)$  в точке тела

Для получения критерия перехода к развитой пластичности, которая как раз и фиксируется в соответствующих испытаниях, необходимо провести квадратическое осреднение по сферическому углу (аналогично трактовке октаэдрических напряжений и деформаций по Новожилову). На обобщенной диаграмме (рис.2) получающемуся в результате квадратического осреднения критерию развитой пластичности соответствуют изображающие точки  $P$  и  $P'$  при  $OP=OP'=\sqrt{OM^2+2MC^2}$ . В напряжениях критериальная зависимость приобретает вид

$$S_1^2 + S_2^2 + 2aS_1S_2 = b, \quad S = s / S_T, \quad (1)$$

где  $S_{1,2}=S_{1,2}/S_T$ ,  $S$  и  $S_T$  – напряжение и предел текучести материала,

$S_1, S_2$  – главные напряжения,  $a$  и  $b$  – константы, зависящие от коэффициента Пуассона  $\mu$  и определяемые при использовании обобщенного закона Гука для случаев плоско-напряженного и плоско-деформированного состояний (ПНС, ПДС) соответственно выражениями [2,3]

$$a = 1 - \frac{3(1+m)^2}{2k}, \quad b = \frac{5-14m+17m^2}{k}, \quad k = (1-m)^2(5-7m+5m^2) + 3m,$$

и

$$a = 1 - \frac{3}{2k}, \quad b = \frac{5-14m+17m^2}{(1+m)^2k}, \quad k = 5-17m+17m^2.$$

Соответствующие критериальные кривые показаны на рис.5. При  $\mu=0.5$  для ПНС критерий (1) весьма близок к критерию Мизеса (пунктирная кривая), а для ПДС совпадает с ним. Принципиальное отличие критериев заключается в том, что критерий Мизеса опирается на деформации чистого сдвига, а предлагаемый критерий – на деформации простого сдвига.

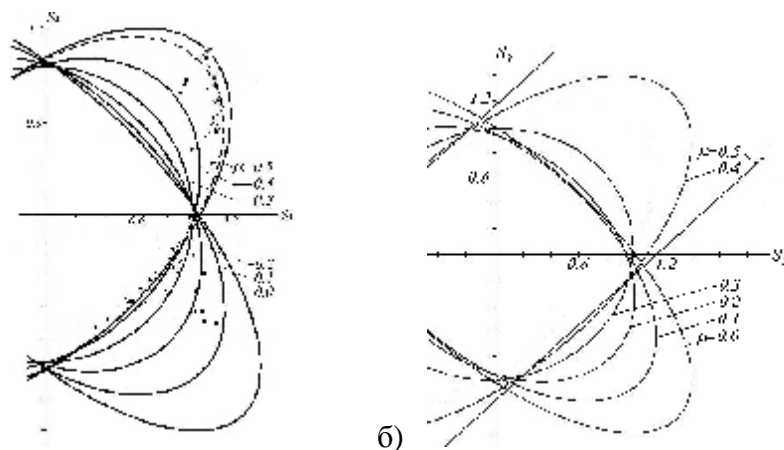


Рисунок 5 – а - Критериальные кривые для ПНС и сравнение с экспериментальными данными [4]; б - критериальные кривые для ПДС

Близостью критерия Мизеса к предельной кривой  $m=0.5$  объясняется, на наш взгляд, его универсальность, выражающаяся в использовании его в качестве критерия текучести при  $S=S/S_T$  и в качестве критерия прочности при  $S=S/S_B$ . Особенностью хода кривых в зоне  $S_1 \cdot S_2 < 0$  является удаление их от кривой Мизеса (увеличение выпуклости) с уменьшением коэффициента Пуассона, что в целом отвечает результатам испытаний материалов разной хрупкости [4]. Судя по зависимости  $n(I)$ , полная текучесть для многих материалов и напряженных состояний при нормальных температурах является недостижимой, – например, при двухосном растяжении должно выполняться соотношение  $S_1=S_2 \gg 2.5$ , что не реализуется экспериментально (см. [2]).

Дополнительным подтверждением работоспособности предложенного критерия может служить определение положения наклонной площадки, по которой в соответствии с (1) должно происходить разрушение образца при испытаниях на одноосное сжатие (здесь отождествляем критерии деформирования и разрушения). В этом случае угол  $\lambda$  определяется по формуле  $\operatorname{tg} \lambda = \frac{1-2\mu}{1+\mu} \sqrt{2}$ , его зависимость от  $\mu$  близка к линейной и показана на рис.6. На рис.7 показано положение расчетной площадки относительно продольной оси  $Z$  образца. Угол  $\Omega$  определяет положение октаэдрической оси с ортом  $n_o$ .

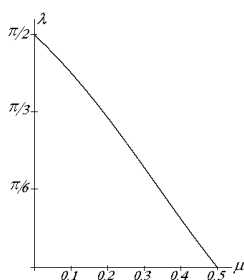


Рисунок 6 – Зависимость  $\lambda(\mu)$

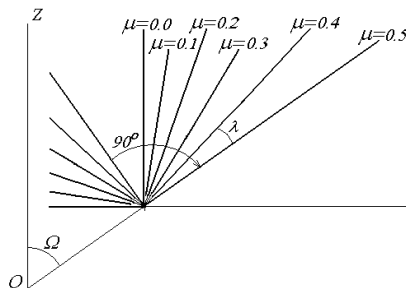


Рисунок 7 – Положение расчетных площадок относительно оси нагружения

Расчетные углы наклона площадки разрушения идеально-пластического материала ( $\mu=0.5$ ) и идеально-хрупкого ( $\mu=0$ ) отличаются между собой на  $54.73^\circ$ , причем для  $\mu=0$  имеем площадку разрушения, параллельную оси  $Z$ . Последнее соответствует экспериментальным данным для хрупких тел, например, кирпича. Известно также, что при испытании образцов горных пород площадки разрушения всегда наклонены к оси нагружения под углами менее  $45^\circ$  [5]. При объяснении этого обстоятельства следует учесть, что с ростом нагрузки расчетные площадки поворачиваются от своих исходных положений, соответствующих моменту зарождения текучести, в направлении площадок развитых пластических деформаций (в пределе на  $90^\circ$ ), и поэтому угловое положение предельных площадок, наблюдаемое в опытах, может не вполне соответствовать расчету, так как разрушение материала могло произойти прежде, чем площадки развитой текучести были достигнуты.

Естественно, что одновременное наличие упругой и пластической фаз материала в точке тела при дальнейшем увеличении нагрузки приводит на уровне микроструктуры материала к дроблению зерен и трещинообразованию, что с точки зрения механики сплошной среды отражается некоторой функцией поврежденности материала  $w(x,y,z,t)$  [6].

Предложенный критерий по сути является деформационным, и традиционная запись его через напряжения эквивалентна записи через соответствующие им упругие деформации, зависящие от формы диаграммы растяжения на участке упрочнения. Использование нелинейных зависимостей между интенсивностями деформаций и напряжений, принятых в теории пластичности, при одновременном введении в критерий (1) величин  $w$  и  $\psi$  позволит обоснованно осуществить переход от критерия текучести к критерию разрушения материала и тем самым обеспечит более надежное определение уровней разрушающих нагрузок и запасы прочности конструкций.

Рассмотренный подход может быть использован также при построении критериев текучести и длительной прочности реономных материалов.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Трощенко, В.Т., Красовский, В.В., Сосновский, Л.А., Стрижало, В.А. Сопrotивление материалов деформированию и разрушению. Справочное пособие. Часть 2. Киев, Наукова думка, 1994г. -702с
2. Холодарь, Б.Г. О геометрическом представлении девиаторной деформации // Теоретическая и прикладная механика. Выпуск 30, – Минск, БНТУ, 2015, с. 236-242.
3. Холодарь, Б.Г. Критерий максимального формoизменения как условие перехода материала в пластическое состояние // Деформация и разрушение материалов, – М., изд. “Наука и технологии”, 2016. № 3. с. 2–5.
4. Пономарев, С.Д. и др. Расчеты на прочность в машиностроении. Том I. ГНТИ машиностроительной литературы. М., 1956, -884с.
5. Егер, Дж.К. Упругость, прочность и текучесть. М., Машгиз, 1961, -172с.
6. Холодарь, Б.Г. Долговечность материала при сложном напряженном состоянии // Деформация и разрушение материалов, – М., изд. “Наука и технологии”, 2013, №3, с. 8-13.

## ОСОБЕННОСТИ НОРМИРОВАНИЯ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ И ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЭНЕРГИИ ВЕТРА ДЛЯ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**Черноиван А.В.**

**Введение.** В соответствии с действующими в строительстве техническими нормативно-правовыми актами при проектировании зданий и сооружений обязательным является выполнение расчета строительных конструкций на ветровые воздействия. Так как понятие ветрового воздействия включает целый комплекс различных параметров, численные значения которых являются результатом статистического оценивания выборки случайных величин и производных от них, был выполнен сравнительный анализ ряда методик учета ветровой нагрузки [4...6, 12].

С другой стороны, современная ветроэнергетика не ограничивает рассмотрение ветровых воздействий исключительно в качестве временных неблагоприятных нагрузок, позволяя отнести их к одному из самых динамично развивающихся видов возобновляемых источников энергии. Так, согласно *Стратегии развития энергетического потенциала РБ* [7, 8], на территории Республики для размещения ветроэнергетических установок (ВЭУ) выявлено 1840 площадок, внесенных в государственный кадастр возобновляемых источников энергии, с теоретически возможным энергетическим потенциалом свыше 1600 МВт.

В статье, таким образом, рассмотрены как особенности нормирования ветровой нагрузки на здания и сооружения, так и перспективы использования энергии ветра на примере климатических условий Республики Беларусь.

**Обзор нормативных и литературных источников.** Выполненный обзор нормативных и литературных источников позволил выделить два подхода учета ветровой нагрузки. Первый, квазистатический подход, используется в нормативных документах стран-членов СЕН (включая Республику Польша), Украины и ряда других государств. Механическая идеализация воздействия аэродинамической нагрузки на здания и сооружения в соответствии с данным подходом может быть представлена внешней нагрузкой, уравновешенной внутренними силами упругости, сопротивления и инерционной силой. При этом внутренняя сила упругости может быть рассмотрена как эквивалентная статическая нагрузка, вызывающая такие же реакции у сооружения, как от порывистого ветра, однако не требующая при проектировании уточненных динамических параметров:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad (1)$$

где  $F_w$  – ветровая нагрузка, действующая на конструкцию или конструктивный элемент;

$c_s c_d$  – конструкционный коэффициент;

$c_f$  – аэродинамический коэффициент усилия для конструкции или конструктивного элемента;

$A_{ref}$  – базовая площадь конструкции или конструктивного элемента, к которым приложено ветровое давление.

Второй подход, предлагаемый СНиП 2.01.07 [6], разработанными более 20 лет назад и в настоящее время в полной мере не отражающими всех особенностей проектирования современных зданий, базируется на необходимости

учета инерционных сил. При этом если частоты собственных колебаний сооружения принимают определенные значения, решение задачи динамического расчета может быть сведено к квазистатической по аналогии с первым подходом.

Учитывая данное обстоятельство, в рамках реализации государственной программы по внедрению на территории Республики Беларусь Европейских норм проектирования, были выполнены исследования по адаптации методики и нормируемых параметров ветровых воздействий для территории Республики Беларусь.

Введение в 2010 году на территории Республики Беларусь ТКП EN 1991-1-4-2009 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» в качестве национального ТНПА обусловило разработку к идентичному тексту перевода (ИДТ) Европейских норм Национального приложения (NA), в котором приводятся значения национально устанавливаемых параметров по нормированию ветровых воздействий на строительные конструкции по 54 пунктам. Для составления Национального приложения к ТКП EN 1991-1-4-2009 [2], в первую очередь, была построена карта ветровых районов для территории Республики Беларусь, а также определены значения параметров (коэффициентов), применяемых в мультипликативной модели для нахождения характеристических значений ветровых нагрузок.

При исследовании второго аспекта ветрового воздействия, обзор литературных источников позволил выделить в качестве основополагающих при проектировании и выборе места размещения ВЭУ учет требований охраны окружающей среды и природопользования. Несмотря на то, что ветроустановки вырабатывают электрическую энергию с нулевой эмиссией диоксида углерода в окружающую среду [13], их отрицательное влияние связано с изменением ландшафта, генерацией шума и инфразвука. К недостаткам ветроэнергетических станций относится использование под их строительство значительных земельных ресурсов, что связано с необходимостью размещения турбины на достаточно большом расстоянии друг от друга (5-10 высот башни) для создания условий возобновления воздушного потока. Таким образом с 1 км<sup>2</sup> площади в среднем вырабатывается до 10 МВт электрической энергии. В частности, ТКП 17.02-02-2010 [9] запрещает размещение ВЭУ в пределах особо охраняемых природных территорий (заповедников, национальных парков и т.д.), природных территорий, подлежащих специальной охране (зонах отдыха и туризма, ландшафтно-рекреационные зоны и т.д.), а также традиционных путей перемещения перелетных птиц и миграции животных. Конкретные же места размещения ВЭУ (ВЭС) выбираются на основе долговременных контрольных измерений скорости ветра.

Анализ существующих разновидностей ветряных турбин различных производителей позволил заключить, что, к сожалению, ведущими являются иностранные производители, так как на территории РБ ветроустановки не производятся. Таким образом, для настоящего исследования целесообразным является рассмотрение ВЭУ производителей с расположением заводов-изготовителей в относительной близости от РБ, что позволит уменьшить расходы на транспортирование крупногабаритных грузов, а также высокие показатели технических характеристик ветротурбин с возможностью выбора оптимальной высоты башни для климатических условий Республики Беларусь.

**Принятая методика исследований.** Для отображения процессов воздействия атмосферных нагрузок на строительные конструкции используются различные вероятностные модели, выбор которых обуславливается физической



природой нагрузки, особенностью статистических данных, их доступностью и трудоемкостью обработки, а также конечной целью исследования. Исследованиями установлено [0], что наилучшее согласие с результатами систематических измерений базовых характеристик ветра имеет распределение Вейбулла, являющееся одной из трех выделяемых параметрических форм, называемых распределениями экстремальных значений:

$$F(v) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{v}{\beta}\right)^\alpha\right], \quad \begin{cases} 0 < v < \infty; \\ \beta > 0; \\ \alpha > 0, \end{cases} \quad (2)$$

где  $F(v)$  – вероятность того, что для установленного срока эксплуатации скорость ветра не превысит значения  $v$ ;

$\alpha$ ,  $\beta$  – коэффициенты, определяемые для каждой метеостанции и зависящие от ветрового режима конкретной местности.

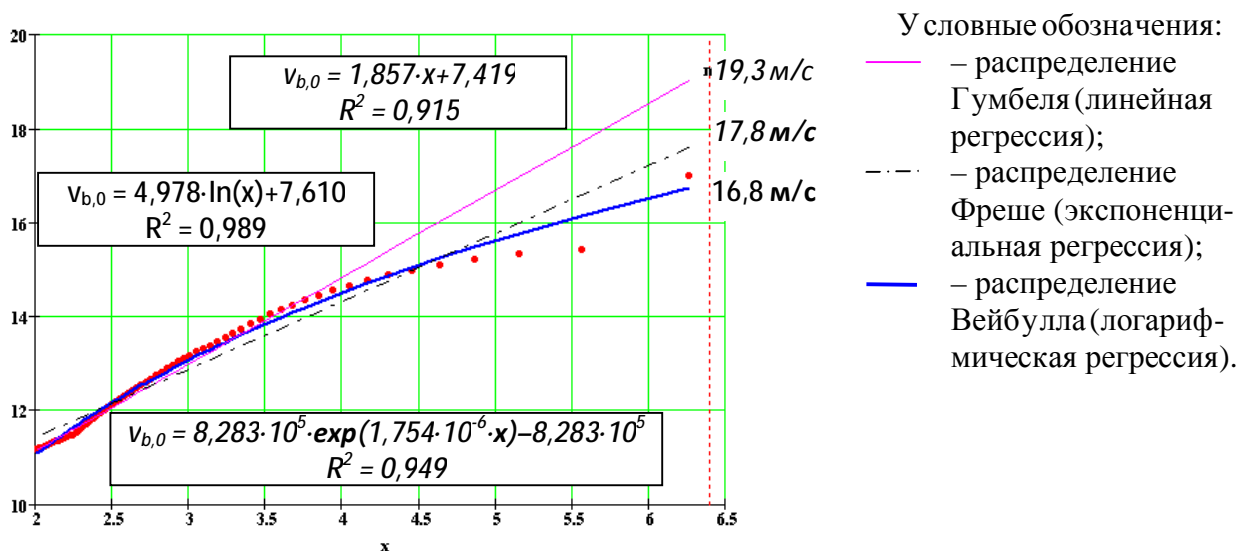
По итогам выполненной оценки условий проведения наблюдений за характеристиками ветра на метеостанциях и постах Республики Беларусь было установлено, что для возможности использования результатов наблюдений при решении инженерных задач, зафиксированные значения должны обладать *единством качества* и составлять *микрометеорологически однородный ряд*. Единство качества обуславливается средствами и методами производства наблюдений и регламентирует определение таких характеристик ветра, как средняя скорость ветра, среднеенаправление ветра и максимальная скорость ветра в срок и между сроками наблюдений. Ряд данных о скорости ветра принято называть микрометеорологически однородным, если все относящиеся к нему результаты наблюдений можно рассматривать как полученные в одинаковых или эквивалентных микрометеорологических условиях. Эти условия определяются следующими факторами:

- высотой установки ветроприемника над поверхностью земли;
- шероховатостью поверхности окружающей местности;
- временем осреднения скорости ветра;
- сроками и количеством наблюдений в сутки;
- изменением конструкции ветроизмерительных приборов.

Так как в соответствии с принятой методикой выполнения измерений на метеостанциях скорость ветра регистрируется с округлением к ближайшему целочисленному значению, при статистическом оценивании максимумов скорости был использован также метод псевдошумового квантования. Данная процедура предполагает добавление перед операцией квантования к исходным данным малой псевдослучайной составляющей и одновременное вычитание ее из получаемых данных на выходе. Псевдослучайная составляющая вносит дополнительные колебания вокруг уровня квантования, которые позволяют получить вероятности непривышения, необходимые для принятия характеристических значений ветровой нагрузки [10].

**Результаты выполненных исследований.** В качестве исходных данных для определения основных значений базовой скорости ветра для климатических условий Республики Беларусь были использованы результаты систематических измерений базовых характеристик ветра на 46 метеорологических станциях и постах, равномерно размещенных на территории Республики Беларусь, за период 1966–2013 гг., официально предоставленные ГУ «Республиканский Гидрометеорологический центр». Ранжированные значения «хвостовой» части

средних максимальных месячных значений скоростей ветра, а также соответствующие им распределения экстремальных значений на примере аэрогидрометеорологической станции Брест представлены на рисунке 1.



**Рисунок 1 – Результаты оценивания месячных максимумов средней скорости ветра методом псевдошумового квантования**

Продление рядов наблюдений за ветровым режимом по 2013 год включительно (ранее выборка ограничивалась 2008 г. [11]), показало незначительное снижение скоростей ветра по 34 метеостанциям в диапазоне 0,1–0,4 м/с. Максимальное снижение скоростей ветра имеет место на метеостанциях Мозырь, Воложин – 0,6 м/с и Минск – 0,9 м/с.

Калибровка частных коэффициентов  $\gamma_f$ , учитывающих возможность неблагоприятных отклонений значений воздействий от репрезентативных значений [3], для расчетных значений ветровой нагрузки за репрезентативный период 1966–2013 гг. дала возможность выделить на территории Республики Беларусь ветровой район с базовой скоростью ветра 21 м/с. К этому району относятся 26 метеостанций, что составляет около 60% всей территории Республики Беларусь. Другой выделенный ветровой район соответствует базовой скорости ветра 23 м/с. Ранее, в Национальном приложении к ТКП EN 1991-1-4-2009 [2] выделялись 2 ветровых района с базовыми скоростями ветра 22 и 24 м/с соответственно. Причем, ветровой район со скоростью ветра 24 м/с занимал незначительные площади в южной, восточной и северной части территории Республики Беларусь. Отмечаемая ранее климатологами и подтвержденная в настоящем исследовании тенденция к снижению скоростей ветра на территории Республики Беларусь нашла свое отражение в современной карте ветровых районов. Выделенные районы полностью соответствуют физико-географическим особенностям территории Республики Беларусь (учтены орографические особенности, преобладающее направление ветра, шероховатость подстилающей поверхности, выраженная лесистостью и другие факторы). Район с более высокой базовой скоростью ветра 23 м/с в центральной и южной части Республики Беларусь корреспондирует с установленными специалистами Республиканского гидрометеорологического центра районами, перспективными для развития ветроэнергетики.

Значения коэффициента, учитывающего направление ветра, были определены на предположении о равновероятности всех горизонтальных направления ветра [14]. Согласно ему величины максимальных средних значений скорости ветра, зафиксированные на метеостанциях и скорректированные с уче-

том основных параметров микрометеорологически однородного ряда, были разделены на 12 секторов по 30° каждый. Полученные значения коэффициента, учитывающего направление ветра по секторам для климатических условий Республики Беларусь, представлены в таблице.

Таблица – Значения коэффициента, учитывающего направление ветра  $c_{dir}$

Сектор	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Направление, град	350–10	20–40	50–70	80–100	110–130	140–160	170–190	200–220	230–250	260–280	290–310	320–340
$c_{dir}$	0,80	0,71	0,78	0,78	0,79	0,84	0,76	0,77	0,95	1,00	0,94	0,96

Из выражения (1) следует, что для квазистатической модели учета ветровых нагрузок на здания и сооружения необходимо иметь численные значения конструкционного коэффициента. Конструкционный коэффициент учитывает возможность одновременного возникновения пиковых значений скоростного напора ветра по всей поверхности (масштабный коэффициент  $c_s$ ) и влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра (динамический коэффициент  $c_d$ ). При выполнении ряда условий конструкционный коэффициент может быть рассчитан по формуле:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_e)}, \quad (3)$$

где  $k_p$  – пиковый коэффициент, определяемый как отношение максимального значения пульсационной составляющей реакции сооружения к его стандартному отклонению;

$I_v(z)$  – интенсивность турбулентности на высоте  $z$ , равная отношению стандартного отклонения турбулентности к средней скорости ветра;

$B^2$  – фоновая составляющая реакции, учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции;

$R^2$  – резонансная составляющая реакции, учитывающая резонансные колебания с учетом формы колебаний вследствие турбулентности.

Для реализации квазистатического подхода были построены графики огибающих безопасных значений коэффициента  $c_s c_d$  в зависимости от ширины и высоты расчетной поверхности, перпендикулярной направлению действия ветра для основных строительных материалов конструктивных элементов зданий и сооружений зданий и сооружений и типов местности для климатических условий Республики Беларусь [2].

Согласно полученным выше основным характеристикам воздействия ветра на примере Брестской области Республики Беларусь в качестве наиболее целесообразной локализации для строительства ветропарка была выделена территория, прилегающая к г. Пружаны.

Так как по данным государственной сети гидрометеорологических наблюдений, среднегодовой фоновый ветер на высоте установки датчиков анеморумбометров (10–12 м) составляет около 3–4 м/с, в качестве возможных для установки на территории Республики Беларусь рассматривались турбины, начинающие работать при скорости ветра 2 м/с с предельной скоростью (при которой происходит остановка) – 28 м/с. Данное решение является экономически эффективным благодаря работе в очень широком диапазоне скоростей ветра. Электростанции данной модели могут быть установлены на пяти различных высотах башни от 78 м до 138 м.

Выполненный имитационный расчет возможного объема выработки электроэнергии показал, что так как климат Беларуси не характеризуется достаточно высоким ветровым потенциалом, возникает необходимость использования энергии ветра на высотах, близких к отметке градиентного уровня. В частности, для г. Пружаны, при высоте башни турбины, равной 138 м (максимум в рассматриваемом ряде моделей), ветроэлектростанция номинальной мощностью 2 МВт может вырабатывать за год более 5 тыс. МВтч, что будет достаточным для электроснабжения частного жилого дома.

**Анализ полученных результатов** Для апробации полученного основного значения базовой скорости ветра для территории Республики Беларусь было выполнено сравнение с аналогичным нормируемым параметром, установленным в национальных ТНПА стран, граничащих с Республикой Беларусь (рис. 2).



**Рисунок 2 – Карта ветрового районирования приграничных территорий Республики Беларусь**

Результаты сравнения показали, что основное значение базовой скорости ветра  $v_{b,0}$ , установленное для приграничных районов Литовской и Латвийской Республик и Республики Польша, а также средняя скорость ветра, заложенная в нормативном значении ветрового давления  $w_0$  приграничных районов Российской Федерации хорошо коррелируют с полученным значением  $v_{b,0}$  для территории Республики Беларусь. Скорость ветра для характеристических значений ветрового давления  $W_0$  для приграничных районов Украины на 25...30% превышает значения, полученные для Республики Беларусь. Такое расхождение результатов, по всей вероятности, вызвано тем, что при построении карты районирования территории Украины была использована большая выборка базовых характеристик ветра (около 12 млн. результатов), зарегистрированных за относительно короткий период с 1970 г. по 1990 г.

#### **Выводы:**

1. По результатам статистического оценивания систематических измерений базовых характеристик ветра с применением метода псевдошумового квантования и калибровки частных коэффициентов для расчетных значений ветрового воздействия построена карта ветрового районирования для территории Республики Беларусь с основными значениями базовой скорости ветра  $v_{b,0}$ , равными 21 и 23 м/с.

2. Для апробации полученных значений базовой скорости ветра выполнено сравнение с аналогичными нормируемыми параметрами, установленными в национальных ТНПА стран, граничащих с Республикой Беларусь.

3. С использованием предположения о равновероятности всех горизонтальных направлений ветра, получены значения коэффициента  $c_{dir}$ , учитывающего неравномерность ветровой нагрузки по направлениям ветра и позволяющего оптимизировать расчет зданий и сооружений с учетом их привязки на местности. Установлено, что преобладающим для климатических условий Республики Беларусь является западное направление (сектор 10) с  $c_{dir} = 1,0$ .

4. Построены графики зависимости конструкционного коэффициента  $c_s c_d$  от ширины и высоты расчетной поверхности, перпендикулярной направлению действия ветра, позволяющие выполнять расчеты зданий и сооружений со стальными и железобетонными несущими конструкциями с использованием квазистатического подхода определения ветровой нагрузки [2].

5. Выполненный имитационный расчет возможного объема выработки электроэнергии на территории РБ позволил определить перспективы использования энергии ветра для Республики Беларусь на примере Брестской области.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.

2. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009. – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 118 с.

3. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 96 с.

4. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*: СП 20.13330.2011. – Введ. 20.05.11. – М.: Минрегион России, 2011. – 80 с.

5. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В.1.2-2:2006. – Введ. 01.01.07. – Киев: Минстрой Украины, 2006. – 78 с.

6. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.87. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

7. Об утверждении национальной программы развития местных и возобновляемых энергоисточников на 2011–2015 годы и признании утратившим силу постановления Совета Министров Республики Беларусь от 7 декабря 2009 г.: постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 10 мая 2011 г., № 586 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2011. – № 5/33764.

8. Об утверждении стратегии развития энергетического потенциала Республики Беларусь: постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 9 авг. 2010 г. № 1180 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2010. – № 5/32338.

9. Охрана окружающей среды и природопользование. Правила размещения и проектирования ветроэнергетических установок: ТКП 17.02-02-2010. – Введ. 15.04.2010. – Мн.: Минприроды РБ, 2010. – 19 с.

10. Тур, В.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – № 1: Архитектура и строительство. – С. 35–40.

11. Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван. – Брест, 2012. – 179 л.

12. Eurocode 1. Actions on structures – General actions – Part 1-4: Wind actions: EN 1991-1-4:2005/AC:2009. – Brussels: European Committee for Standardization, 2009. – 148 p.

13. Jarzyna, W. Technological development of wind energy and compliance with the requirements for sustainable development / W. Jarzyna, A. Pawłowski, N. Viktorovich // Problemy Ekorozwoju. – 2014. – № 9. – P. 167-177.

14. Żurański, J.A. Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciążenie wiatrem konstrukcji budowlanych / J.A. Żurański. – Warszawa: Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, 2005. – 128 p.

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВА БЕТОНА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ХС1 КЛАССА ПО УСЛОВИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ЦЕЛЕВОГО ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ

Чернякевич О.Ю., Леонович С.Н.

Применение вероятностных методов к моделированию процесса карбонизации позволяет получать прогнозные оценки глубины карбонизации бетона и, как следствие, назначать минимальную толщину защитного слоя бетона для заданного расчётного срока эксплуатации конструкций.

В статье описан подбор состава бетона под определенные классы по прочности, приведены действующие рекомендации по назначению классов бетона по прочности и требуемой толщине защитного слоя. В Европейских нормах (EN 206:2013) содержатся требования к максимальному значению В/Ц, минимальному содержанию цемента и минимальный класс бетона по прочности в соответствии с классом по условиям эксплуатации ХС1. Поскольку стандарт не содержит обоснований этих требований, нами предпринята попытка получить научное подтверждение этих требований.

В работе использовалось вероятностное моделирование процессов карбонизации бетона для составов, рассчитанных по программе ВТК-коррозия. Выполнен вероятностный расчет глубины карбонизации бетона для железобетонных конструкций с защитным слоем бетона 20-35 мм для наиболее неблагоприятных условий в рамках класса по условиям эксплуатации ХС1.

**Ключевые слова:** глубина карбонизации бетона, железобетонная конструкция, предельное состояние, долговечность, защитный слой бетона, карбонизация, вероятностная модель, Монте-Карло, закон распределения, статистические параметры, базисная переменная, индекс надёжности.

В основе главных нормативных документов, касающихся проектирования строительных конструкций с заданным уровнем надежности (СНБ 5.03.01 [2], ТКП ЕН 1990 [5], СТБ ISO 2394 [7], СТБ EN 13670-2012 [3], EN 206:2013 (Е) [13]), лежит следующее требование: конструкции и конструктивные элементы следует проектировать, изготавливать таким образом, чтобы их можно было эксплуатировать на протяжении всего расчетного срока службы с минимальными экономическими затратами.

В данной работе применяется *прямой метод Монте-Карло*, поскольку от него берут свое начало все симуляционные методы, которые позволяют решать задачи со значительной нелинейностью функции состояния или невозможностью ее дифференцировать.

К тому же к достоинствам симуляционных методов можно отнести и инвариантность относительно применяемых типов распределений для базисных переменных. Необходимым этапом во всех симуляционных методах является генерирование реализаций стохастических переменных с произвольным распределением вероятностей. В общем случае сначала генерируют случайную величину с равномерным распределением, а затем производят трансформацию полученного массива значений в массив с заданным распределением. Большинство современных компьютерных математических программ позволяют генерировать массивы значений с заранее заданным законом распределения. Результатом статистических испытаний (симуляций), как правило, служит вероятность отказа конструкции – относительное количество отказов. В случае не-

обходимости результатом может быть индекс надежности или гистограмма распределения стохастической границы безопасности, которую затем, например, можно аппроксимировать аналитической функцией распределения вероятностей. Входными параметрами при всех перечисленных задачах являются базисные переменные, каждая из которых представляется либо имеющей вероятностный характер, либо равной детерминированному значению.

Математическая модель карбонизации представленная ниже, объединяет два механизма: диффузию и связывание  $\text{CO}_2$ , на которые влияют: относительная влажность, высушивание и увлажнение бетона и др.

Представленная модель в проекте Dura Crete [11], удобна для практического применения инженерами. Модель карбонизации Dura Crete, уточненная Gehlen С. [14], рассматривает влияние факторов окружающей среды

$$x_c = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,O}^{-1} + e_t) \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(p_{SR} \cdot T_{OW})^{b_w}}{2}} = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (R_{NAC,O}^{-1}) \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(p_{SR} \cdot T_{OW})^{b_w}}{2}}, \quad (1)$$

где  $x_c$  – глубина карбонизации бетона, мм;  $k_{RH}$  – коэффициент относительной влажности окружающей среды;  $k_c$  – коэффициент, учитывающий период ухода за бетоном (т.е. сохранение при твердении бетона его влажностного состояния, которое исключает раннее высушивание, повышает степень гидратации, а проницаемость бетона для газов с увеличением длительности ухода понижается);  $k_t$  – коэффициент, учитывающий уход за бетоном;  $k_t$  – коэффициент использования ускоренного метода карбонизации бетона;  $e_t$  – погрешность, учитывающая использование ускоренного метода карбонизации,  $(\text{мм}^2/\text{ГОД})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $R_{ACC,O}^{-1}$  – обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, определенной в условиях ускоренной карбонизации,  $(\text{мм}^2/\text{ГОД})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $R_{NAC,O}^{-1}$  – обратное эффективное сопротивление карбонизации бетона в образцах естественной карбонизации,  $(\text{мм}^2/\text{ГОД})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $C_s$  – концентрация  $\text{CO}_2$  в окружающем воздухе,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $t_{сл}$  – время эксплуатации конструкции или расчетный срок службы, год;  $t_0$  – эталонное время, год;  $p_{SR}$  – вероятность ветра во время дождя;  $T_{OW}$  – время увлажнения;  $b_w$  – экспонент регрессии при нормальном распределении,  $m = 0,446$  ( $b_w = 0,163$ ).

Уравнение (2) лежит в основе *полного вероятностного расчетного метода* для карбонизации в бетоне без трещин, в котором толщина защитного слоя бетона сравнивается с глубиной карбонизации  $x_c(t_p)$  за определенное время  $t_p$

$$g(a, x_c(t_p)) = a - x_c(t_p) = a - \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,O}^{-1} + e_t) \cdot C_s} \cdot \sqrt{t_p} \cdot W(t_p), \quad (2)$$

где  $g(a, x_c(t_p))$  – *функция предельного состояния*, определяющая остаточную толщину защитного слоя после эксплуатации конструкции в течение времени  $t_p$ ;  $a$  – толщина защитного слоя бетона, мм;  $x_c(t_p)$  – глубина карбонизации бетона за время  $t_p$ , мм.

Толщина защитного слоя бетона  $a$  выбирается на стадии проектирования в зависимости от условий эксплуатации конструкции. Защитный слой бетона не постоянное значение, а случайная величина.

В таблице 1 приведены предельные отклонения защитного слоя бетона согласно ГОСТ 13015.0 [6]. Эти данные позволяют провести теоретический анализ некоторых параметров распределения случайных отклонений  $\sigma$ .

Что касается параметра  $\mu$ , то можно заметить, что рекомендации JCSS [15] ( $\mu = -10 \dots +10$  мм) соответствуют скорее требованиям Eurocode 2 [12]. Белорусские нормы соответствуют диапазону  $\mu = -5 \dots +15$  мм.

Фактические исследования указывают на явный положительный тренд отклонений толщины защитного слоя бетона со средним значением около  $\mu_y = +10$  мм для нижней арматуры. Для верхней арматуры мало данных, однако они указывают на еще большие значения средних отклонений.

Таблица 1 – Предельные отклонения защитного слоя бетона согласно нормам [6, 10, 12].

Номинальный размер	Допуск $\Delta$ (мм) по ГОСТ 13015.0 [6] при размере сечения, мм				$\Delta a_{dev}$ (мм) по EN 1992 [12]	$\Delta a_{dev}$ (мм) по DIN 1045 [10]
	< 100	100...200	200...300	>300		
$a = 10...14$ мм	+4, -0	+5, -0	+6, -0	–	±10	±10 внутренние элементы ±15 наружные элементы
$a = 4...19$ мм	+4, -3	+8, -3	+10, -3	+15, -5		
$a > 19$ мм	±5	+8, -5	+10, -5	+15, -5		

Коэффициент относительной влажности  $k_{RH}$  можно рассчитать по следующему уравнению [9, 14, 15]

$$k_{RH} = \left( \frac{1 - \left( \frac{RH_{real}}{100} \right)^{f_e}}{1 - \left( \frac{RH_{ref}}{100} \right)^{f_e}} \right)^{g_e}, \quad (3)$$

где  $RH_{real}$  – относительная влажность воздуха по данным гидрометеостанций;  $RH_{ref}$  – эталонная влажность воздуха, 65%.

Коэффициенты  $g_e$  и  $f_e$  определяются методом аппроксимации кривой, полученной по данным эксплуатационных измерений. В работах [8, 9, 14, 16] рекомендуется использовать значения  $g_e = 2,5$ ;  $f_e = 5,0$ .

Значение  $RH_{real}$  можно определить исходя из среднегодовых значений относительной влажности, определяемых по данным метеорологических станций для конкретной местности.

В данном исследовании значения относительной влажности принимали для железобетонных конструкций ХС1 класса по условиям эксплуатации.

На параметр  $k_c$  оказывает влияние продолжительность ухода за бетоном.

На основе Байесовской линейной регрессии отношение продолжительности ухода за бетоном, приведены в СТБ EN 13670-2012 в таблицах F.1– F.3 [13]) и коэффициента твердения  $k_c$  были определены в [9, 16]

$$k_c = \left( \frac{t_c}{a_c} \right)^{b_c}, \quad (4)$$

где  $t_c$  – продолжительность ухода за бетоном, дни;  $a_c$  – параметр регрессии,  $a_c = 7^{bc}$  (дни), [8, 9];  $b_c$  – показатель регрессии при нормальном распределении ( $\mu = -0,567$ ;  $\sigma = 0,024$ ) (-), [14, 16].

Расчет параметра  $k_c$  можно выполнить по уравнению (4) либо принять из таблицы 2.

Таблица 2 – Значения параметра  $k_c$  для различных периодов продолжительности ухода за бетоном  $t_c$  согласно [9, 14, 16]

Продолжительность ухода за бетоном $t_c$ , дни	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$k_c$	3,00	2,03	1,61	1,37	1,20	1,09	1,00	0,92	0,86	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67



В данной работе рассматривается пример железобетонного элемента с продолжительностью ухода за бетоном  $t_c = 1$  день, параметр  $k_c = 3,0$ .

Сопротивление карбонизации зависит от эффективного коэффициента диффузии  $D_{reff,0}$  и способности связывания  $a_{CO_2}$  в бетоне

$$R_{NAC,0} = \left( \frac{a_{CO_2}}{D_{reff,0}} \right), \quad (5)$$

где  $a_{CO_2}$  – коэффициент, учитывающий способность  $CO_2$  закрепляться в бетоне,  $кгCO_2/м^3$ ;  
 $D_{reff,0}$  – эффективный коэффициент диффузии для бетона,  $м^2/с$ ,

$$a_{CO_2} = 0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \cdot \left( \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \right), \quad (6)$$

где  $m_{CaO}$  – содержание  $CaO$  в цементе, доли ед.;  $m_c$  – содержание цемента в бетоне,  $кг/м^3$ ;  $DH$  – степень гидратации цемента, доли ед.;  $M$  – молярная масса соответствующего вещества,  $кг/моль$ .

Рассчитать обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне с использованием уравнения (5) и (6) и с учетом уравнения (7) для расчета эффективного коэффициента диффузии углекислого газа ( $см^2/с$ ) в капиллярно-пористой среде бетона, полученного Бабицким В.В. и Голшани М. [4]

$$D_{reff,0} = \frac{0,0025 \cdot \Pi_K^2}{\sqrt[3]{V_K^2}}, \quad (7)$$

где  $V_K$  – объем цементного камня в бетоне, доли ед.;  $\Pi_K$  – капиллярная пористость бетона, доли ед.

Тогда выражение для расчета эффективного сопротивления карбонизации  $R_{NAC,0}$ , бетона [ $(м^2/с)/(кг/м^3)$ ] (с использованием НАС-метода естественной карбонизации) (5) может быть записано следующим образом:

$$R_{NAC,0} = \left( \frac{0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \cdot \left( \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \right)}{\frac{0,0025 \cdot \Pi_K^2 \cdot 10^{-4}}{\sqrt[3]{V_K^2}}} \right) = \left( \frac{0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \cdot \left( \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \right)}{\frac{0,0025 \cdot \Pi_K^2 \cdot 10^{-4}}{\sqrt[3]{\left( m_c \cdot \left( \frac{1}{r_c} + \frac{B}{r_b} \right) \right)^2}}} \right), \quad (8)$$

где  $m_{CaO}$  – содержание  $CaO$  в цементе, доли ед.;  $m_c$  – содержание цемента в составе бетона,  $кг/м^3$ ;  $DH$  – степень гидратации цемента, доли ед.;  $M$  – молярная масса соответствующего вещества,  $кг/моль$ ;  $\Pi_K$  – капиллярная пористость бетона, доли ед.;  $V_K$  – объем цементного камня в бетоне, доли ед.

Уравнение для расчета капиллярной пористости бетона  $\Pi_K$  [1]

$$\Pi_K = \frac{m_c \left( 0,98 \cdot \left( \frac{B}{\Pi} \right) - 0,0094 - 0,369 \cdot DH \right)}{1000}, \quad (9)$$

где  $m_c$  – содержание цемента в составе бетона,  $кг/м^3$ ;  $B/\Pi$  – водоцементное отношение;  $DH$  – степень гидратации цемента, доли ед.

Согласно EN 206:2013 (E) [13] требования к качеству бетонов должны устанавливаться с учетом классов по условиям эксплуатации конструкций, и должны учитываться требования к предельным значениям параметров бетонной смеси, приведенные в таблицах 3 и 4.

Таблица 3 – Класс среды по условиям эксплуатации конструкций ХС1 в зависимости от характеристики окружающей среды [13]

Класс среды по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды	Примеры для классов среды по условиям эксплуатации
ХС1	Сухая или постоянно влажная	Элементы конструкций внутри помещений с низкой влажностью воздуха; Элементы конструкций постоянно находящиеся в воде

Таблица 4 – Предельные значения параметров бетонной смеси согласно EN 206:2013 [13]

Параметры бетонной смеси	Предельные значения параметров бетонной смеси в зависимости от классов по условиям эксплуатации
	Карбонизация
Максимальное В/Ц	ХС1 0,65
Минимальный класс по прочности, С	20 25
Минимальный расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	260

В работе запроектированы составы бетона под определенные классы бетона по прочности (С16/20 – С 25/37) с использованием программы ВТК-коррозия. Исходные данные: портландцемент марки 400 и марки 500 (Цементный завод – ОАО "Красносельскстройматериалы"), удельная поверхность – 320 м<sup>2</sup>/кг, плотность цемента – 3070 кг/м<sup>3</sup>, нормальная густота – 26 %, содержание С<sub>3</sub>S = 56 %; содержание СаО в цементе – 0,62 доли ед.; мелкий заполнитель – песок естественный, модуль крупности – 2,5; крупный заполнитель – гранитный щебень фракции 5–20.

Определено требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне  $R_{NAC,0}^{-1}$  ( по уравнению 8) для железобетонных конструкций ХС1 класса по условиям эксплуатации для различных толщин защитного слоя (20, 25, 30, 35 мм) на период 50 лет. С использованием функции состояния (2) в среде МАТНЕМАТІСА выполнено вероятностное моделирование, с учетом данных представленных в таблице 5 и получено требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне ( $R_{NAC,0}^{-1}$ ) на период эксплуатации 50 лет при концентрации углекислого газа 0,00197 кг/м<sup>3</sup> (1000 ppm), соответствующего нормируемому индексу надежности 1.5.

В таблице 6 представлены рекомендуемые составы бетона без добавок и в таблице 8 рекомендуемые составы бетонов с добавкой (добавка: пластификатор С-3) соответствующие толщинам защитного слоя 20, 25, 30, 35 мм, для железобетонных конструкций ХС1 класса по условиям эксплуатации на период 50 лет эксплуатации при концентрации углекислого газа 0,00197 кг/м<sup>3</sup>.

Запроектированы составы бетона с добавкой пластификатором С-3, под определенные классы бетона по прочности на сжатие (С16/20 – С 25/30) с использованием программы ВТК-коррозия. Исходные данные: портландцемент марки 400 и 500 (Цементный завод – ОАО "Красносельскстройматериалы"), удельная поверхность – 320 м<sup>2</sup>/кг, плотность цемента – 3070 кг/м<sup>3</sup>, нормальная густота – 26 %, содержание С<sub>3</sub>S = 56 %; мелкий заполнитель – песок естественный, модуль крупности – 2,5; крупный заполнитель – гранитный щебень фракции 5–20, добавка – пластификатор С-3 – 0,6 % от массы цемента.

В таблице 4 представлены предельные значения параметров бетонной смеси, где максимальное водоцементное отношение для ХС1 класса по эксплуатации составляет 0,65, для подобранных составов бетона получены В/Ц в

пределах от 0,371 до 0,55. В EN 206:2013 [64] прописаны требования по бетону для XC1 класса по эксплуатации – это минимальный расход цемента, который составляет 260 кг/м<sup>3</sup>, в подобранных составах бетона расход цемента колеблется от 295 до 516 кг/м<sup>3</sup>. Согласно EN 206:2013 [64] минимальный класс по прочности на сжатие для XC1 класса по условиям эксплуатации составляет C20/25. Для подобранных составов бетона получены классы по прочности на сжатие от C18/22,5 до C30/37, в зависимости от толщины защитного слоя.

Таблица 5 – Требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне  $R_{NAC,0}^{-1}$ , при соблюдении нормируемого индекса надежности ( $\beta=1,5$ ) для железобетонных конструкций XC1 класса по условиям эксплуатации на период 50 лет, при концентрации углекислого газа 0,00197 кг/м<sup>3</sup>

Обозначение	Определение базисной переменной	Значения параметров для XC1 класса по условиям эксплуатации			
		255	400	580	777
$R_{NAC,0}^{-1}$	требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, (м <sup>2</sup> /сек)/(кгСО <sub>2</sub> /м <sup>3</sup> )	255	400	580	777
$t_c$	время ухода за бетоном, день	1			
$RH_{real}$	относительная влажность воздуха окружающей среды, %	46			
$a_{RH}, b_{RH}$	min и max влажность воздуха в помещении, %	30, 60			
$C_s$	содержание СО <sub>2</sub> в помещении, кг/м <sup>3</sup>	0,00197			
$t$	время эксплуатации, годы	50			
$a$	толщина защитного слоя бетона, мм	20	25	30	35
$\beta$	<b>индекс надежности</b>	<b>1,51</b>	<b>1,52</b>	<b>1,51</b>	<b>1,51</b>

Таблица 6 – Составы бетона без добавок и обратное эффективное сопротивление карбонизации бетона для железобетонных конструкций XC1 класса по условиям эксплуатации на период 50 лет при концентрации углекислого газа 0,00197 кг/м<sup>3</sup>

Обозначение	Определение базисной переменной	Значения параметров для XC1 класса по условиям эксплуатации			
		20	25	30	35
$a$	толщина защитного слоя бетона, мм	20	25	30	35
$R_{NAC,0}^{-1}$	требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, (м <sup>2</sup> /сек)/(кгСО <sub>2</sub> /м <sup>3</sup> )	255	400	580	775
$R_{NAC,0}^{-1}$	полученное обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, (м <sup>2</sup> /сек)/(кгСО <sub>2</sub> /м <sup>3</sup> )	253	395	561	750
$D_{eff}$	эффективный коэффициент диффузии для бетона, м <sup>2</sup> /с	$1,19 \cdot 10^{-9}$	$1,79 \cdot 10^{-9}$	$2,09 \cdot 10^{-9}$	$2,3 \cdot 10^{-9}$
$C_s$	содержание СО <sub>2</sub> в помещении, кг/м <sup>3</sup>	0,00197			
$C$	подобранный класс бетона	C30/37	C22/27,5	C20/25	C18/22,5
$B/C$	водоцементное отношение	0,4	0,42	0,45	0,5
$m_c$	марка цемента М400 и масса цемента, кг	386	397	347	295
$\beta$	<b>индекс надежности</b>	<b>1,56</b>	<b>1,56</b>	<b>1,64</b>	<b>1,62</b>
$R_{28}$	расчетная ожидаемая прочность бетона, МПа	47,5	35,1	32,1	28,9
	требуемая минимальная прочность бетона на сжатие для класса бетона C20/25	32,2			

Рассчитываем составы бетона под определенные классы бетона по прочности (С16/20 – С30/37) и выходим на рекомендации по классу бетона по прочности и требуемую толщину защитного слоя. В Европейских нормах содержатся требования, которые определяют максимальное В/Ц, минимальное содержание цемента и минимальный класс бетона по прочности, который должен соответствовать ХС1 классу по условиям эксплуатации, однако обоснования этим требованиям отсутствуют. В связи с этим предпринята попытка получить научное обоснование требований, содержащихся в Европейских нормах исходя из класса по условиям эксплуатации железобетонных конструкций. Для решения данной задачи использовалось вероятностное моделирование глубины карбонизации бетона с учетом рассчитанного состава бетона по программе ВТК-коррозия.

Таблица 7 – Составы бетона с добавкой (Пластификатор С-3) и обратное эффективное сопротивление карбонизации бетона для железобетонных конструкций ХС1 класса по условиям эксплуатации на период 50 лет при концентрации углекислого газа 0,00197 кг/м<sup>3</sup>

Обозначение	Определение базисной переменной	Значения параметров для ХС1 класса по условиям эксплуатации			
		20	25	30	35
$a$	толщина защитного слоя бетона, мм	20	25	30	35
$R_{NAC,0}^{-1}$	требуемое обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, (м <sup>2</sup> /сек)/(кгСО <sub>2</sub> /м <sup>3</sup> )	255	400	580	775
$R_{NAC,0}^{-1}$	полученное обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, (м <sup>2</sup> /сек)/(кгСО <sub>2</sub> /м <sup>3</sup> )	257	407	580	782
$D_{eff}$	эффективный коэффициент диффузии для бетона, м <sup>2</sup> /с	$9,71 \cdot 10^{-10}$	$1,21 \cdot 10^{-9}$	$2,01 \cdot 10^{-9}$	$2,52 \cdot 10^{-9}$
$C$	подобранный класс бетона	C20/25	C20/25	C18/22,5	C18/22,5
$B/C$	водоцементное отношение	0,36	0,39	0,41	0,47
$m_c$	марка цемента М400 и масса цемента, кг	516	486	466	332
$\beta$	<b>индекс надежности</b>	<b>1,52</b>	<b>1,5</b>	<b>1,51</b>	<b>1,53</b>
$R_{28}$	расчетная ожидаемая прочность для полученного класса бетона, МПа	42,4	38,9	36,5	30,9
	требуемая прочность бетона на сжатие для класса бетона C20/25	32,2			

Выше представлено подтверждение предельных значений В/Ц и расхода цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона согласно EN 206:2013 [64], составы бетонов не превышают максимальное В/Ц=0,65 и минимальный расход цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона для минимального класса бетона по прочности на сжатие С20/25 исходя из требуемой толщины защитного слоя бетона (таблица 5 – 7). Полученные составы бетона удовлетворяют нормируемому индексу надежности 1,50 для требуемых толщин защитного слоя бетона.

При подборе составов бетона для ХС1 класса по условиям эксплуатации получены составы бетона соответствующих классам от С18/22,5 до С30/37 и расчетная прочность от 28,9 до 47,5 МПа в зависимости от требуемой толщины защитного слоя бетона (20, 25, 30, 35мм) и условий эксплуатации (т.е. максимальной концентрации СО<sub>2</sub> в помещении 0,00197 кг/м<sup>3</sup>). Чем меньше толщина защитного слоя бетона, тем прочность бетона должна быть выше и меньше В/Ц для того, чтобы обеспечить требования проницаемости.

**ВЫВОДЫ.** 1. Данные, полученные по представленной вероятностной модели карбонизации бетона, можно использовать на практике, чтобы оценить длительность эксплуатации железобетонной конструкции для ХС1 класса по условиям эксплуатации.

2. Рассчитаны обратные эффективные сопротивления карбонизации бетона для различных составов бетона. Получены требуемые обратные эффективные сопротивления карбонизации бетона ( $R_{MAC,0}^{-1}$ ) для ХС1 класса по условиям эксплуатации для толщин защитного слоя от 20 мм до 35 мм удовлетворяющие нормируемому индексу надежности 1,5 для 50 лет эксплуатации, что позволяет запроектировать составы бетона под определенные классы бетона по прочности.

3. Разработан метод расчета глубины карбонизации бетона на основе вероятностных методов оценки надежности и представлен алгоритм расчета глубины карбонизации бетона железобетонных конструкций ХС1 класса по условиям эксплуатации, который показал, что необходимо назначать класс бетона по прочности на сжатие в зависимости от требуемой толщины защитного слоя бет она, условий и сроков эксплуатации.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бабицкий, В.В. Структура и коррозионная стойкость бетона и железобетона : дис. д-ра техн. наук : 05.23.05 / В.В. Бабицкий ; БНТУ. – Минск, 2005. – 540 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 144 с.
3. Возведение бетонных и железобетонных конструкций : СТБ EN 13670-2012. – Введ. 01.01.2013. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2013. – 54 с.
4. Голшани, М. Структура бетона с добавками ингибиторов коррозии стали и его защитные свойства по отношению к стальной арматуре : дис. канд. техн. наук / 05.23.05 / М. Голшани ; БНТУ. – Минск, 2012. – 199 с.
5. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП ЕН 1990-2011. – Введ. 01.07.2012. – Минск : Технический кодекс Республики Беларусь, 2011. – 74 с.
6. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования : ГОСТ 13015.0-83. – Введ. 01.01.1984. – Москва : Госстандарт СССР: ЦНИИ-промзданий, 1983. – 14 с.
7. Надежность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
8. СЕВ - Comite Euro International du Beton / New Approach to Durability Design - An example for carbonation induced corrosion// edited by P. Schiessl, Bulletin 238, Comite Euro International du Beton (CEB). – Lausanne, 1997.
9. DARTS - Durable and Reliable Tunnel Structures: Deterioration Modelling, European Commission, Growths 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633, 2004.
10. Deutsche Norm. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1 : Bemessung und Konstruktion: DIN 1045-1:2001. – Berlin : Deutsches Institut für Normung, 2001. – 183 s.
11. Dura Crete : Brite EuRam III Proeject BE95-1347, Report R 4–5, Modelling of Degradation, 1998.
12. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings : EN 1992-1-1:2004 (E). – Brussels : European Committee for Standardization, 2004. – 225 p.
13. European Standard. Concrete – Specification, performance, production and conformity : EN 206:2013 (E). – Brussels : European Committee for Standardization, 2013. – 93 p.
14. Gehlen, C. : Probabilistic Lebensdauerberechnung von Stahlbeton-bauwerken – Zuerlassigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Thesis, RWTH-Aachen, D82 (Diss. RWTH + Aachen, Heft 510 der Schriftenreihe des DAfStb, 2000.
15. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. – 2001. – Mode of access : <http://www.jcss.ethz.ch>. – Date of access : 15.03.2009.
16. LIFECON : Prototype of a Condition Assessment Protocol, Deliverable D3/1, Working Party 3, Project G1RD-CT-2000-00378, 2003. – 169 p.

## **КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРИ ПОМОЩИ 3-D ПЕЧАТИ, КАК НОВЫЙ ЭТАП В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

**Шабанов Д.Н., Зябкин Е.А., Трамбицкий Е.А.**

*В статье представлена технология 3Dпечати ограждающих конструкций, которая может быть использована для армобетонной продукции. Технология включает в себя получение стеклопластиковой арматуры периодического профиля и её дальнейшая установка в тело бетона. На базе САПР был смоделирован уникальный профиль для стеклопластиковой арматуры и созданы первые модели всей конструкции в целом.*

*Использование метода моделирования стало характерной особенностью науки. Именно применение информационных моделей при сопровождении процессов строительства способно существенно повлиять на скорость введения объектов в действие. Проверка проекта на всевозможные коллизии и ошибки — геометрические, технологические, пространственно-временные, сопоставление графиков проектирования, закупок и сооружения, эффективное планирование работ, выдача заданий, мониторинг процессов сооружения, проверка качества работ и т.д. — вот те задачи, эффективное решение которых сегодня фактически невозможно без применения информационных моделей.*

На наш взгляд, именно сегодня технология сопровождения жизненного цикла промышленных объектов проходит через этап смены стадии существования в рынке — от инноваций к промышленному применению. Если пару лет назад на широком рынке практически не было примеров проектов с использованием информационных моделей, то сегодня ситуация меняется, в том числе и потому, что информационное моделирование заметили на государственном уровне. Необходимость производить отсутствующую продукцию внутри страны стимулирует инвестиции в новое производство и в перевооружение существующих мощностей, причем такие проекты должны быть реализованы как можно быстрее и эффективнее. Главная задача — ускорение реализации инвестиционно-строительного проекта, снижение издержек и повышение рентабельности строительства. [1]

Связь строительной отрасли с компьютерными технологиями формируется годами и в наши дни польза от нее очевидна для специалистов разных направлений. Главным образом используются средства виртуального моделирования, позволяющие с высокой точностью разрабатывать архитектурные и дизайнерские проекты. Но этим не ограничивается потенциал новых технологий. В целом процесс повторяет традиционное строительство. Работы также начинаются с разработки общей концепции здания, составления проектного решения и подбора материалов. Начальные этапы строительства могут предусматривать также использование компьютерного моделирования — в любом случае непосредственные монтажные мероприятия будут задействовать мощности вычислительных машин. Далее формируется бетонная смесь, на основе которой будут выкладываться стены. В современных аппаратах предусматривается не только возможность устраивать различные по конфигурации сооружения, но также дополнять этапы строительства изоляционными и облицовочными работами. [2]

Следовательно, необходимо связать науку и реальное строительство с помощью системных управленческих решений, свежих подходов к внедрению технологий и научных разработок (методик организации проектно-строительного производства, системы мониторинга процессов и менеджмента качества и многих других), а также автоматизации и координации взаимодействий всех участников и создания единой информационной среды строительства. [3]

В последние годы на мировом рынке (в США, Великобритании, Японии, Китае) активно применяются соответствующие решения, способные преобразить всю инвестиционно-строительную деятельность — это BIM & IPD-технологии (англ. BuildingInformationModeling & IntegratedProjectDelivery — информационное моделирование зданий и интегрированное выполнение проекта), позволяющие:

- значительно сократить издержки и сроки проектирования и строительства;
- заранее узнать характеристики объекта и точную его стоимость;
- обеспечить строго целевое использование средств;
- осуществлять полный и исчерпывающий контроль процесса реализации проекта;
- обеспечить высокое качество проектирования и производства работ.

Мировая архитектурно-строительная отрасль динамично переходит на BIM-технологии: проектирование уже сейчас повсеместно проводится в 3D. Сначала трехмерный проект насыщается данными. Таким образом формируется информационная модель, с помощью которой затем осуществляется координация и управление всеми ресурсами, строительством и эксплуатацией.

Как было замечено, единственной полностью не автоматизированной отраслью производства является именно строительство. Ведь известно, что участие человека нужно на разных стадиях и это приводит к медленной скорости, трудозатратам, постоянным перерасходом бюджета и коррумпированности. А так же, строительство на первом месте по несчастным случаям, так как является одной из опасных сфер деятельности. Технология контурного строительства создана для улучшения ситуации и это позволит снизить стоимость объектов на 20-25%, использование материалов – на 25-30%, рабочую силу – на 45-55%.

Применять строительный 3D принтер можно в широких кругах: от жилых строений для малообеспеченных семей до коммерческих строений, так же это позволит, возводит здания в местах стихийных бедствий. [4]

Применение 3D-принтеров в строительстве дает множество преимуществ. Главные из них это высокая скорость строительства цементобетонных фундаментов, автомобильных и аэродромных покрытий и полная роботизация процесса армирования покрытия.

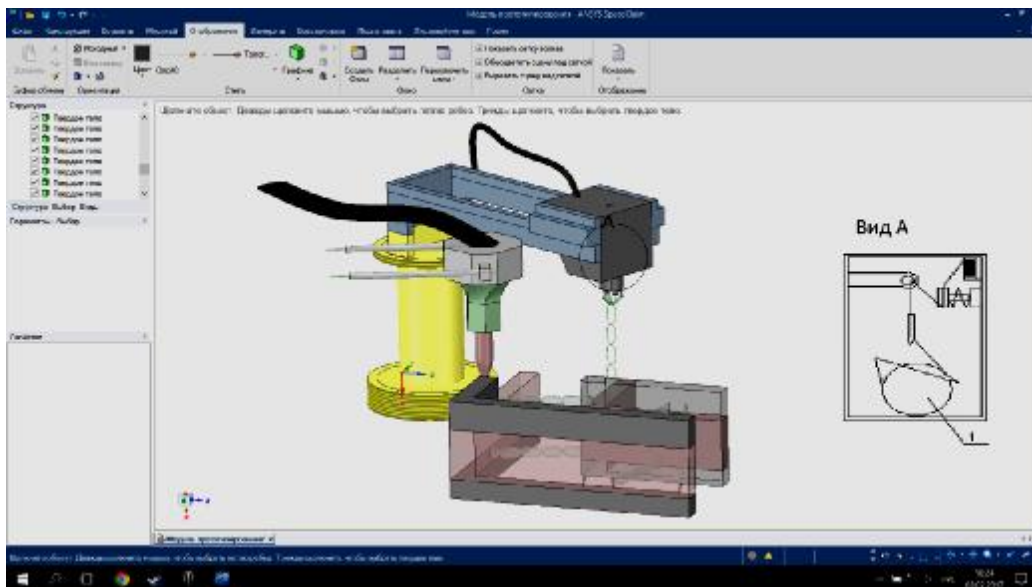
Благодаря высоким механическим характеристикам волокнистые композиты находят широкое применение в технике в качестве конструкционного материала. Существенным преимуществом создания стеклопластиковой арматуры периодического профиля с использованием 3D-принтера является то, что технологический процесс получения конечного продукта совмещен по времени с изготовлением конструкции из стеклопластиковой арматуры на основе волокнистых композитов.

Вопреки распространенному мнению появившиеся недавно строительные 3д-принтеры печатают дома и строительные конструкции не из пластика или силикона, как его обычные «братья», а из бетона. Как правило, для такой печати применяются стандартные составы, в основе которых лежит цемент марки 500. Такие составы недороги, и их компоненты свободно можно приобрести в любом городе мира.

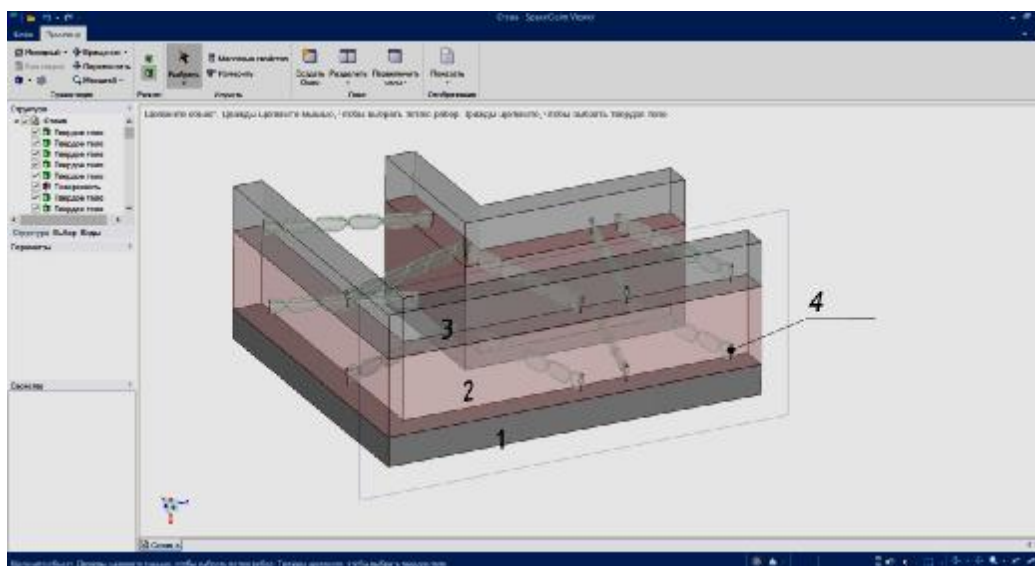
Как и в случае с обычными 3-D-принтерами, в основе принципа работы строительного принтера лежит экструзия. Сначала необходимо подготовить строительный раствор, в состав которого входят цемент, стекловолокно, иногда керамзит и иные материалы. Затем принтер выдавливает этот раствор через специальные сопла, нанося его слой за слоем на основание, что позволяет возвести стены небольшого здания всего за пару-тройку часов. Принтер позволяет быстро «напечатать» все стены и прочие конструкции. Средняя скорость печати современного строительного принтера составляет от семи до десяти кв. метров в минуту. Стоимость строительства здания с использованием 3д-принтера указать невозможно, поскольку он позволяет строить здания любой конфигурации, создавать архитектурные элементы почти любой сложности, возводить стены любой толщины.

Однако бетонные дома для обеспечения высокой надежности конструкции просто не могут обойтись без арматуры. Такой дом потрескается и рассыплется с течением времени. Нами предлагается, выстроенные принтером дома, армировать стеклопластиковой арматурой периодического профиля, так же выполненный при помощи 3-Дпечати. Процесс возведения будет достигнут путем использования одновременно двух устройств (Рисунок 1) -одно печатает арматуру, а другое печатает бетонной смесью слой за слоем. Через одно сопло или экструдер будет выдавливаться быстро затвердевающая смесь. Она похожа на зубную пасту, выдавливаемую из тюбика - это бетонная смесь с различными добавками. Технология предусматривает, что каждый новый слой этой смеси выдавливается из печатающего устройства поверх предыдущего, в результате чего формируется определенная конструкция. Из второго сопла или фильеры 3D-печать изделия происходит за счёт сматывания стеклоровингас бобин, далее механизм формирует периодический профиль. Стеклоровинг проходят пористые валики, которые обеспечивают пропитку светочувствительной смолой. Холодное отверждение происходит мгновенно под воздействием ультрафиолетовых лучей. В итоге получается готовое изделие: арматурная сетка, плоский каркас или отдельные стержни. Представлена модель ограждающей конструкции (Рисунок 2), выполненная при помощи программного обеспечения SpaceClaim 2016. В первую очередь необходимо отметить, что SpaceClaim позволяет не только эффективно подготавливать модели, созданные в сторонних САД-пакетах, для численного моделирования или 3D-печати, но и создавать модели «с чистого листа». Для этого имеется весь необходимый функционал: модель может создаваться как с использованием твердотельных операций, так и по эскизам. Одной из своих основных целей разработчики ставили максимальное удобство использования продукта, в результате чего для вызова большого количества разнообразных функций используется минимум кнопок графического интерфейса. [6]





**Рисунок 1 – 3-D модель выполненная при помощи аддитивных технологий.  
Вид А: 1 – узел формирования периодического профиля**



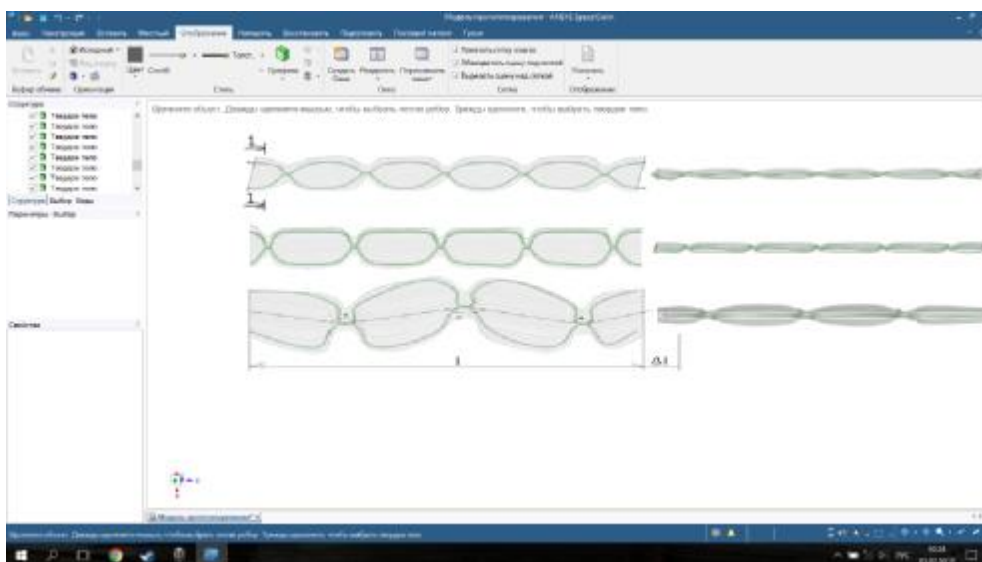
**Рисунок 2 – 3-D Модель ограждающей конструкции  
1. - первый слой печати, 2. - второй слой печати, 3. - третий слой печати,  
4. - стеклопластиковая арматура периодического профиля.**

Разработанная технология, которая может быть использована для 3D-печати продукции, армированной непрерывными нитями из стекловолокна, позволяет получать арматуру из стекловолокна периодического профиля.

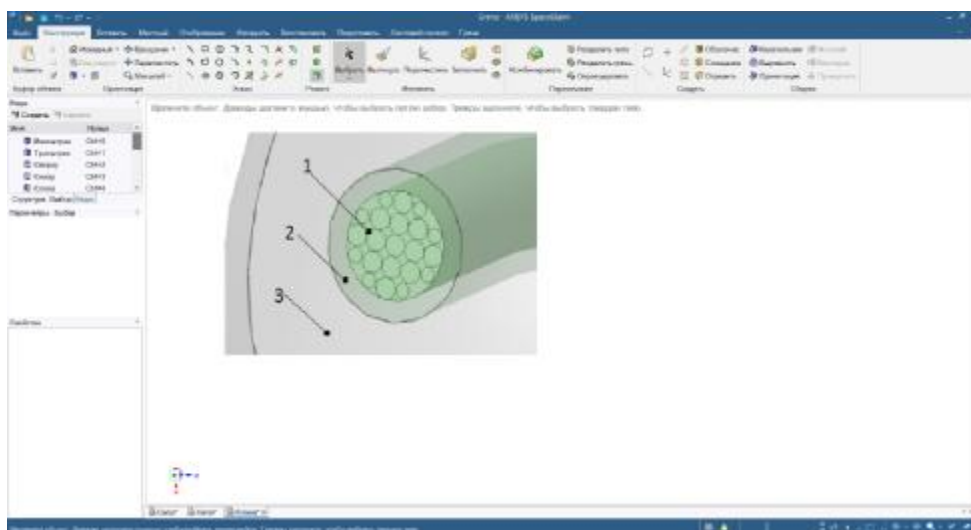
На Рисунке 3 изображены общие виды смоделированных арматурных композитных стержней, которые можно использовать для армирования изделий как конструктивно, так и с расчетом в зависимости от условий эксплуатации. Профиль арматуры формируется за счет силы натяжения ровингов на бобине, при ослаблении натяжения формируется эллиптический вид профиля, а при усилении прямоугольный вид профиля. На рисунке. 3 изображен зигзагообразный профиль, формируемый в результате отклонения в поперечном направлении одного из жгутов. Преднапряжение данной стеклопластиковой арматуры предполагается за счет вытягивания стержня на величину  $\Delta l$ . Арматурный композитный стержень содержит два жгута, которые подвергают завивке, путем

обвода одного из жгутов вокруг другого жгута, с образованием петли, с последующим ее затягиванием и многократным повторением процесса завивки. Отличительными признаками арматурного стержня являются:

- иная форма выполнения элементов, а именно арматурного композитного стержня, имеющего места переплетения из жгутов нитей;
- взаиморасположение элементов, т.е. места переплетения, расположены с равным шагом между ними(регулируемым).
- дополнительная обработка стекловолокна специальными видами смол, обладающими таким свойством как память, которое будет стремиться вернуть стержень в первоначальное состояние, до его вытягивания (Рисунок 4.).



**Рисунок 3 – 3-D модели профилей стеклопластиковой арматуры прямоугольной, эллиптической и зигзагообразной формы**



**Рисунок 4 – Вид 1-1. Дополнительная защита стекловолокна, а также обработка смолой обладающей свойством памяти.**

1. *Стекловолокно, состоящий из стеклонитей.*
2. *Дополнительная обработка стекловолокна.*
3. *Покрывание винилэфирными смолами.*

Предполагаемое изготовление арматурного композитного стержня предусматривает модернизацию существующих технологических линий, либо принципиально новых технологий, которые бы позволили формировать профиль без

участия человека, по специально написанным программам. Использование предлагаемой стеклопластиковой арматуры периодического профиля позволит повысить надежность строительных конструкций за счет увеличения площади сцепления арматурного композитного стержня с бетоном и возможность получения предварительного напряжения.

Обычно BIM-технологии воспринимаются как нечто дорогое, непростое и подходящее только для крупных и сложных проектов, которое совсем не скоро получит распространение. Однако первые эксперименты по внедрению инструментов информационного моделирования и интегрированного выполнения проектов относительно небольших объемов строительства жилья показали существенную эффективность таких подходов и возможность их применения на любом этапе строительства (начиная с проектирования, заканчивая монтажом), при любой схеме финансирования (бюджет, государственно-частное партнерство, кредитование), на любом уровне управления (заказчик, генеральный подрядчик, субподрядчик), используя любое программное обеспечение и формат обмена данными (Revit, AutoCAD 3D, Ansys или другие CAD-программы, MS Project). На практике было доказано, что использование уже существующего в конкретных проектно-строительных компаниях программного обеспечения может значительно снизить для небольших и средних компаний стоимость внедрения новых подходов к проектированию и управлению инвестиционно-строительным процессом.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. «BIM-технологии. Опыт внедрения» Куликовкий Д.П., журнал «Технологии интеллектуального строительства» (Москва) № 3 за 2015 год.
2. Эффективная Россия. Производительность как фундамент роста / McKinsey Global Institute Апрель 2009 г.
3. Елена Петрошевич «Померяемся производительностью труда» / Экономическая газета Выпуск №37(1654) от 28.05.2013.
4. Строительный 3D-принтер. Новая технология строительства домов / Андрей Райтер Июль 18, 2016.
5. Повышение рентабельности проектно-строительного производства в условиях применения технологии информационного моделирования (BIM). Новая роль архитектора/проектировщика. 13.05.2015 - 13:30 / Дмитрий Куликовский Александр Паршин / Архитектура и строительство №2 2015 г.
6. Прямой и обратный инжиниринг с ANSYS SpaceClaim: применение для САМ, САЕ и 3D-сканирования / Дмитрий Волкинд, Константин Кравченко, Михаил Булатов
7. Хватынец, В.А.. Технология изготовления стеклопластиковой арматуры периодического профиля для 3D-печати арматурного изделия / В.А. Хватынец, С.А. Терехов, Д.Н. Шабанов // Электронный сборник трудов молодых специалистов Полоцкого государственного университета. Выпуск 14 (84) – 2016 – С. 105-106. –Электронный оптический диск–1 диск.
8. Способ изготовления композитной арматуры периодического профиля :полож. реш. пат. Респ. Беларусь, МПК Е 04 С 5/07, В 29 С 55/30, В 29 С 53/26 / Н.Н. Попок, Д.Н. Шабанов, О.А. Ерошова, Е.А. Менжинский; заявитель Полоц. гос. ун-т. –№а20130798; заявл. 2013.06.24.
9. Белов, В.В. Компьютерная реализация решения научно-технических и образовательных задач: учебное пособие / В.В. Белов, И.В. Образцов, В.К. Иванов, Е.Н. Коноплев // Тверь: ТвГТУ, 2015. 108 с.
10. Шабанов Д.Н., Аверченко Н.А., Высоцкая М.Н. // Эра технологий в современном строительстве/ Сборник статей республиканского научно-технического семинара. Актуальные проблемы архитектурного Белорусского Подвинья и сопредельных регионов. Новополоцк. 8-9 октября 2015 г. / Полоцкий государственный университет; под общей редакцией В.Е. Овсейчик, Г.И. Захаркина, Р.М. Платонова. – Новополоцк: ПГУ 2015. – 216с.
11. Структура отрасли информационного моделирования, или Кто нужен рынку для ее развития [Электронный ресурс] // NEOPLANT.-ноябрь 2016.- Режим доступа: [http://neolant.ru/upload/29112016/NEOLANT\\_SAPRiGr\\_Structura%20otrasli%20IM.pdf](http://neolant.ru/upload/29112016/NEOLANT_SAPRiGr_Structura%20otrasli%20IM.pdf)

## **ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ И ЧИСЛЕННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ С ГИБРИДНЫМ АРМИРОВАНИЕМ**

**Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч.**

**Введение.** В последние годы развитие строительной науки и практики направленно на расширение круга применения композитной арматуры в строительных изделиях и конструкциях, что влечет за собой необходимость изучения НДС элементов с неметаллической арматурой и разработку новых методик их расчёта.

В силу ряда особенностей арматуры из полимерных композитов (в частности, низкие значения модуля упругости, сопоставимые с модулем упругости бетона; различия в значениях коэффициента температурного линейного расширения и коэффициента поперечных деформаций в продольном и поперечном направлениях; длительные деформации и т.д.) ее применение в изгибаемых элементах с полной заменой стальной арматуры ограничено. Однако, использование армирования из полимерных композитов совместно со стальной арматурой в бетонных конструкциях, способствует появлению возможности варьировать различные факторы, влияющих на нелинейную работу конструкции, в том числе с учетом перераспределение усилий, и на стадии проектирования создавать такие условия, учитывающие пластические свойства материала, при которых перераспределение усилий будет происходить в заданном направлении. Частичная замена стальной арматуры стеклопластиковыми стержнями является обоснованной не только техническими, но и экономическими соображениями, и если на стадии проектирования создать такие условия, чтобы перераспределение усилий происходило в заданном и необходимом нам направлении, то это позволит получить существенный технико-экономический эффект.

Сегодня, как известно, в связи с ощутимой стоимостью натурального эксперимента, существенно возрос спрос на применение различных программных комплексов перед постановкой научного эксперимента. На рынке САПР, существует определенный перечень программных комплексов, позволяющих производить научный анализ напряженно-деформированного состояния конструкции: MSC.Nastran, ANSYS, ABAQUS, Comsol, LS-DYNA, midasFEA, и др.

### **Аналитическая модель экспериментальной неразрезной балки**

В настоящей статье предложены результаты численного исследования экспериментального образца железобетонной двухпролетной балки с комбинированным армированием. Целью моделирования является определение НДС неразрезных железобетонных балок с комбинированным армированием, у которых нижняя пролетная арматура выполнена из обычных стальных стержней, верхнее надпорное армирование – комбинированное из стальной и композитной арматуры.

Приведена расчетная модель базового образца двухпролетной неразрезной железобетонной балки общей длиной 5м, загруженной сосредоточенной силой в середине каждого пролета. Класс бетона балок С25/30, продольное армирование –

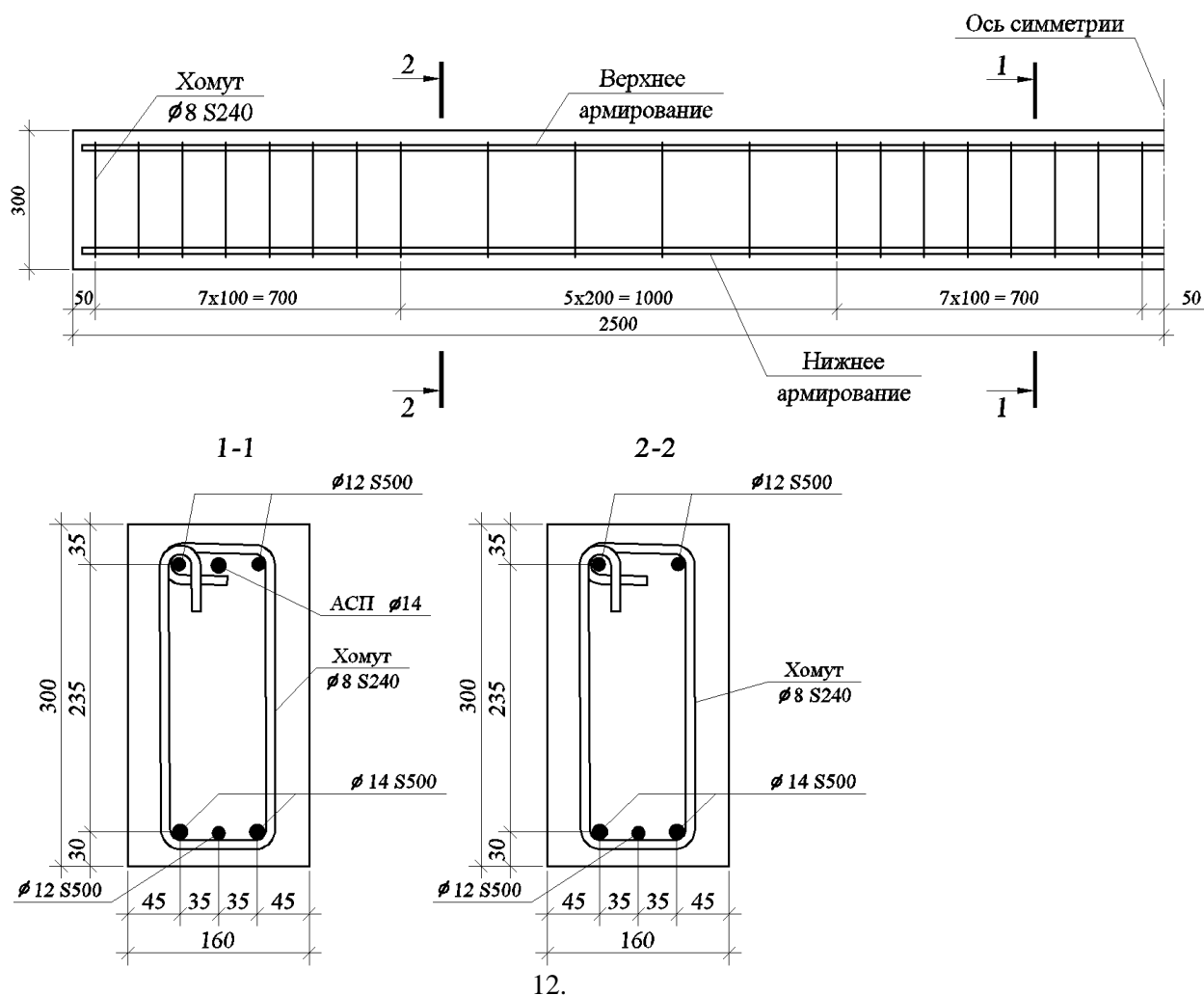
комбинация стальной и стеклопластиковой арматуры (таблица 1), поперечное армирование представлено в виде хомутов из арматурной стали класса S240 Ø8мм. Процесс набора прочности бетоном – естественный, без применения дополнительных мероприятий. Схема армирования и расчетная схема экспериментального образца приведены на рисунках 1 и 2, соответственно.

Таблица 1 - Характеристика опытного образца

Опытный образец	Продольное армирование		Размеры сечения b×h (мм)	Процент армирования $\rho_1 = A_s / b \cdot d, \%$	
	над опорой (верхнее)	в пролетах (нижнее)		Опора	Пролет
V1F14	1 Ø14 GFRP+ 2 Ø12 S500	2 Ø14 S500+ 1 Ø12 S500	160 x 300	0,792	0,877

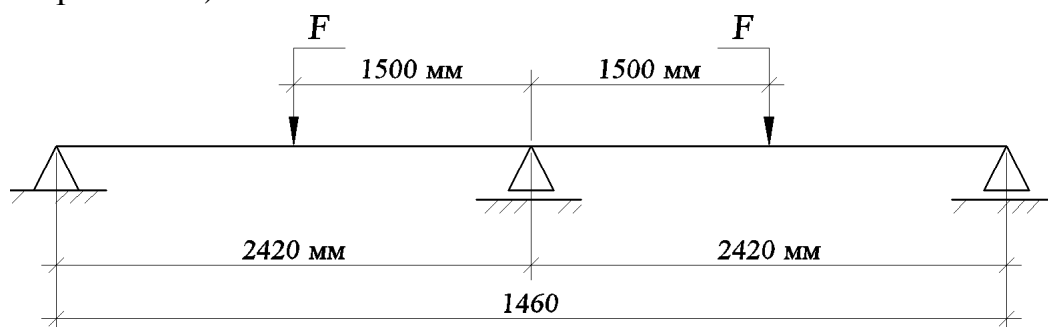
Моделирование НДС балки выполнено с учетом объемного (трехосного) напряженного состояния. Железобетон, с точки зрения конечно-элементного моделирования, представляет собой сложный композитный материал. Правильно заданная его КЭ-модель, главным образом должна быть способна представлять, как упругие, так и пластические свойства бетона в железобетоне при сжатии и растяжении. При моделировании работы бетона на сжатие при попеременном нагружении и разгрузении образца необходимо учитывать наличие остаточных относительных деформаций, которые увеличиваются с ростом количества циклов нагружения. Моделирование правильного поведения бетона при растяжении, должно включать снижение напряжений (ниспадающую ветвь на диаграмме деформирования), модуль упругости, а также локальные эффекты сцепления. Также, при создании численной модели, необходимо учитывать существование различных методик моделирования арматуры в бетоне; влияние размера конечных элементов и определения жесткости бетона между трещинами на результаты расчета. Для учета вышеназванных особенностей железобетона в реальных конструкциях необходимо применение различных теорий деформирования и прочности бетона, а также калибровка моделей, основанных на данных теориях, при конечно-элементном расчете конструкций [1].

В качестве базового комплекса для численного анализа железобетонного элемента, армированного стальной и стеклопластиковой арматурой, был выбран пакет КЭ – анализа ABAQUS. Для решения поставленной задачи использовался явный решатель (Explicit solver: ABAQUS/ Explicit), позволяющий значительно увеличить скорость расчета при решении квазистатических задач методом прямого интегрирования. Основными преимуществами данного решателя и методики являются: эффективный метод анализа больших и сверхбольших задач (от 100 тыс. КЭ до десятков миллионов) с довольно малыми периодами собственных колебаний, а также с трудностями со сходимостью, в частности со сложными моделями пластичности, где нахождение точек сходимости при неявном интегрировании представляется довольно трудной задачей; используется теория больших деформаций (геометрическая нелинейность). Процедура решения задачи представляет собой итерационный процесс, использующий весьма малые приращения нагрузки (для рассматриваемых квазистатических задач) при безусловной сходимости каждой итерации [2].



**Рисунок 1– Схема армирования образца V1F14**

Программное обеспечение ABAQUS (SIMULIA, 2008) позволяет моделировать повреждения в бетоне, используя следующие три модели развития трещин в железобетонных элементах: (1) модель размазанной трещины, (2) модель хрупкого трещинообразования, и (3) модель с разрушением (наиболее полная модель прочности).



**Рисунок 2– Расчетная схема опытного образца**

В данной работе для моделирования работы бетона была использована модель с разрушением (concrete damage plasticity model - [3, 4, 5]). Данная модель пластичности учитывает образование и развитие трещин при растяжении, сжатии и срезе, а также теорию прочности бетона (теории прочности Гениева). Модель является континуальной, основанной на пластическом поведении и

учитывающей образование и накопление повреждений. Рассматривается два основных механизма разрушения - образование трещин в растянутом бетоне и раздавливание сжатого бетона. Подразумевается, что бетон работает в трех различных стадиях - стадии абсолютно упругой изотропной работы, стадии пластической работы и стадии постразрушения [2].

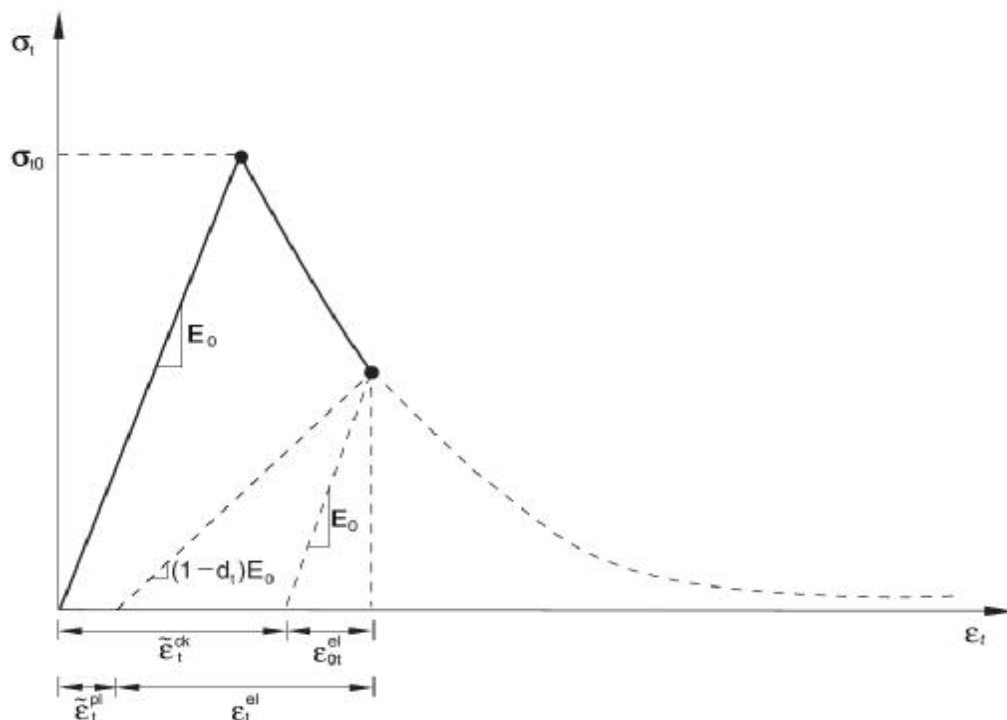


Рисунок 3– Указания для построения диаграммы деформирования при растяжении

Моделирование полной диаграммы деформирования бетона на растяжение, осуществлялось согласно инструкции [3] и диаграмме приведенной на рисунке 3. Для использования данной модели, необходимо ввести величину начального модуля упругости ( $E_0$ ), напряжения растяжения ( $\sigma_t$ ), значение деформаций соответствующих образованию трещин ( $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ ) и величину параметра повреждения ( $d_t$ ) для динамического изменения модуля упругости при разгрузке в зоне образования трещины.

Деформации трещинообразования ( $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ ) вычислялись из общей деформации используя формулу (1):

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \quad (1)$$

где  $\varepsilon_{ot}^{el} = \sigma_t / E_0$ , упругие деформации соответствующие материалу без повреждения,  $\varepsilon_t$  – полные деформации растяжения.

ABAQUS (SIMULIA, 2008) проверяет точность кривой повреждения, используя значения пластических деформаций  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  рассчитанных по формуле (2):

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{1 - d_t} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (2)$$

Отрицательные и/или уменьшающиеся значения пластических деформаций свидетельствуют о неверно заданной кривой повреждения, которая может привести к появлению сообщения об ошибке до начала выполнения анализа [6].

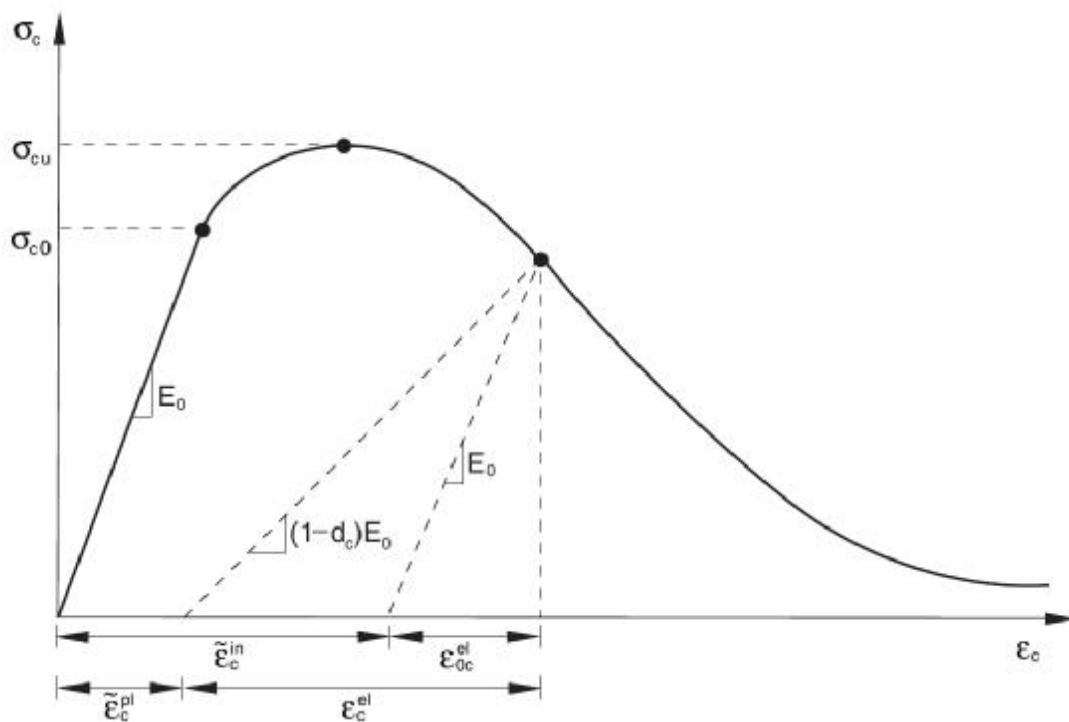


Рисунок 4 – Указания для построения диаграммы деформирования при сжатии

Для задания диаграммы деформирования бетона при сжатии, вводились напряжения сжатия ( $\sigma_c$ ), значение неупругих деформаций соответствующих напряжениям ( $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ ) и величину параметра повреждения ( $d_c$ ) с неупругими деформациями в табличном виде. Таким образом, значения общих деформаций должны быть переведены в неупругие по формуле (3):

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \quad (3)$$

где  $\varepsilon_{oc}^{el} = \sigma_c / E_0$  – упругие деформации соответствующие материалу без повреждения,  $\varepsilon_c$  – полные деформации сжатия. Кроме того, пластические деформации должны быть рассчитаны по формуле (4):

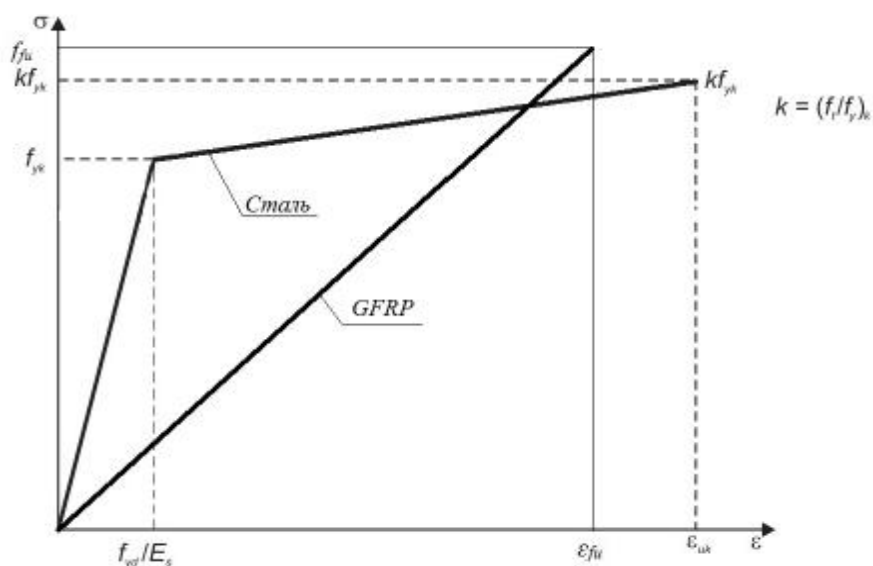
$$\varepsilon_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4)$$

Предлагаемая [3], диаграмма деформирования бетона при сжатии с применением параметра повреждения  $d_c$  представлена на рисунке 4.

Наличие экспериментальных данных для конкретных классов бетона, позволяет верифицировать параметры моделей деформирования и прочности железобетона. С помощью данных моделей возможно с высокой степенью точности рассчитывать ж/б конструкции на широкий спектр статических и динамических нагрузок.

Для моделирования стальной арматуры была использована модель пластичности с двумя линейными участками - зоной упругой работы и площадкой текучести, принятой с незначительным упрочнением для обеспечения сходимости (стандартная идеализированная модель Прандтля) рисунок 5. Для стеклопластиковой арматуры – предполагается упругая работа материалов до предела прочности. Идеализированные диаграммы получены экспериментальным путем.

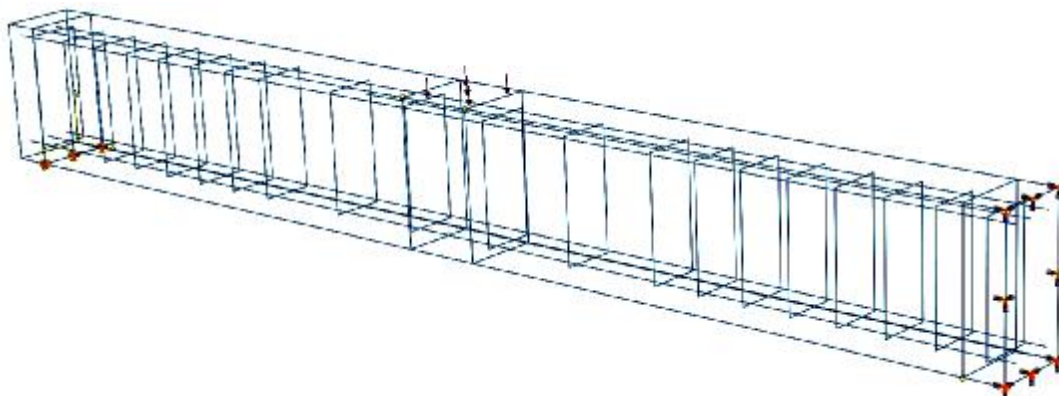




**Рисунок 5 – Идеализированные диаграммы «напряжение — относительная деформация» для арматуры**

При создании численной модели, в силу симметрии системы, моделировалась только половина балки. Моделирование бетона осуществлялось с помощью КЭС3D8(R) (brickmesh). Армирование, продольное и поперечное, было задано стержневыми КЭ типа В31. Арматура моделировалась с применением логики «встроенных элементов» (стержней), перемещения узлов которых с помощью уравнений связи автоматически определяются по перемещениям соответствующих узлов оболочечных элементов, представляющих собой бетон.

Моделирование опор осуществлялось упрощенным методом - запрет перемещений по линии условного контакта опорного катка, на одной из опор (крайней) - полный запрет перемещений, на другой – запрет вертикального смещения и перемещений из плоскости балки. Нагрузка прикладывалась эквивалентным давлением на площади грузораспределительной пластины с размерами 16x16 (см), моделирующей зону контакта силового домкрата с поверхностью балки. На рисунке 6 приведена численная модель экспериментального образца.



**Рисунок 6 – Численная модель экспериментального образца**

По результатам численного моделирования получены деформированные схемы балки и схемы расположения трещин при различных стадиях нагружения. Получены графики зависимости прогиба балок от нагрузки, напряжения в арматурных стержнях и график распределения напряжений по высоте сечения

балок. На рисунках 7 - 10 приведены графики зависимости прогиба балок от приложенных сосредоточенных сил, изополя нормальных напряжений и главных растягивающих деформаций, а так же картина трещинообразования перед разрушением. Следует отметить, что за прогиб балки принимается перемещение узла, расположенного в точке приложения сосредоточенных сил.

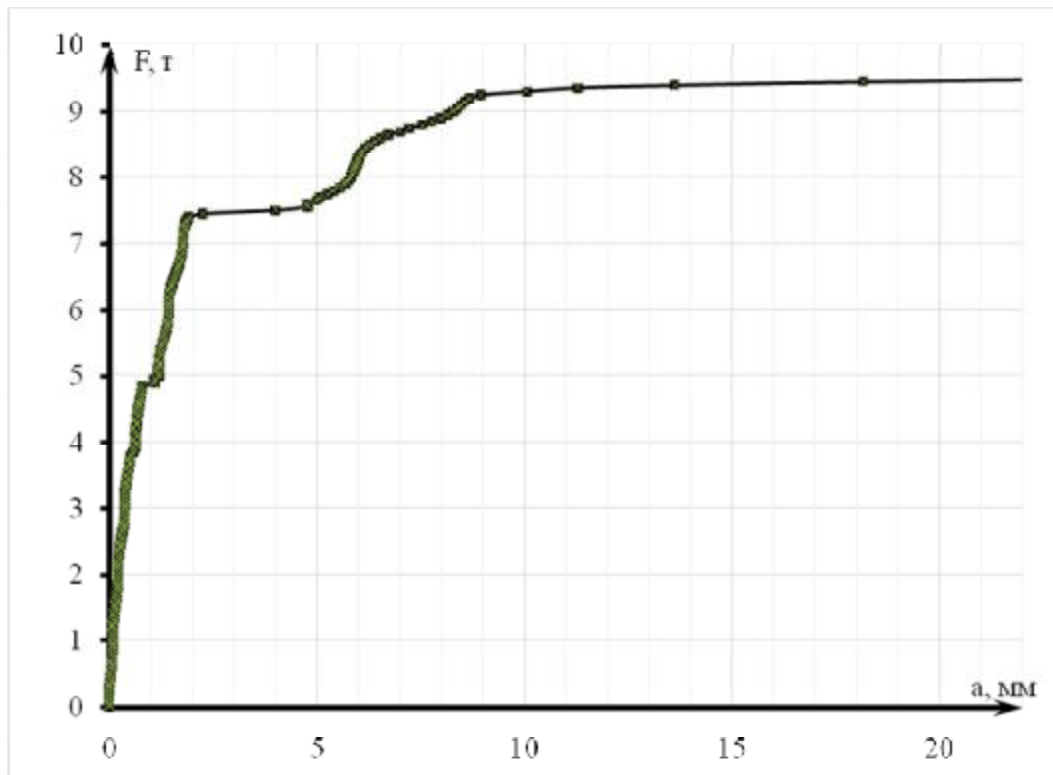


Рисунок 7 – Диаграмма зависимости «нагрузка – прогиб» в КЭ – комплексе ABAQUS

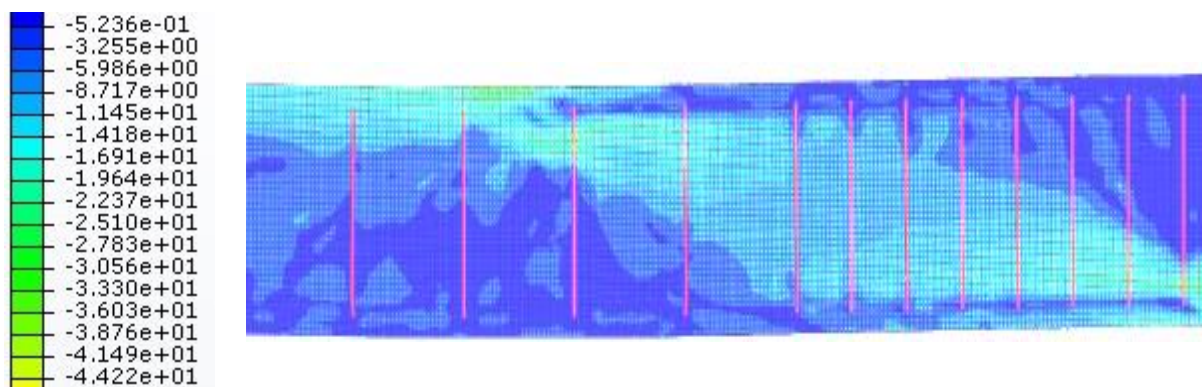


Рисунок 8 – Изополя нормальных напряжений по Мизесу (фрагмент балки)

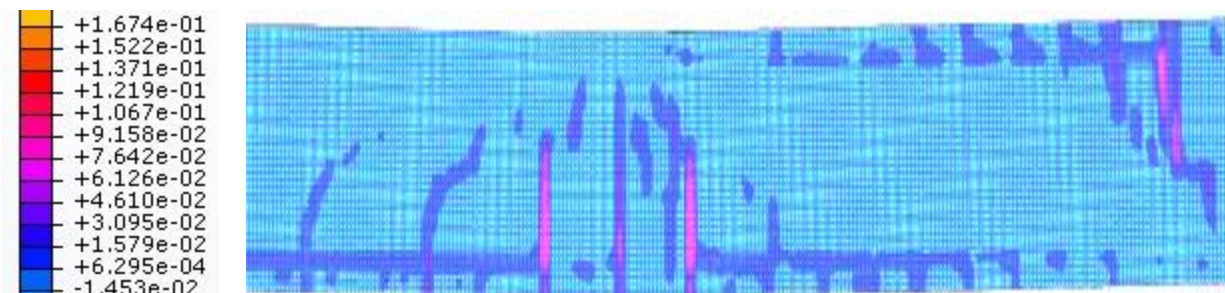
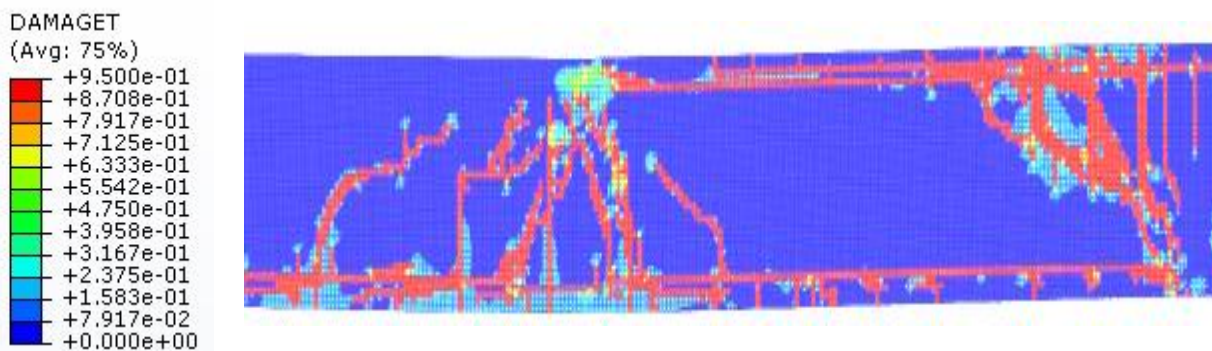


Рисунок 9 – Изополя главных растягивающих деформаций (фрагмент балки)



**Рисунок 8 – Картина трещинообразования перед разрушением и изополя параметра повреждения при растяжении  $d_t$**

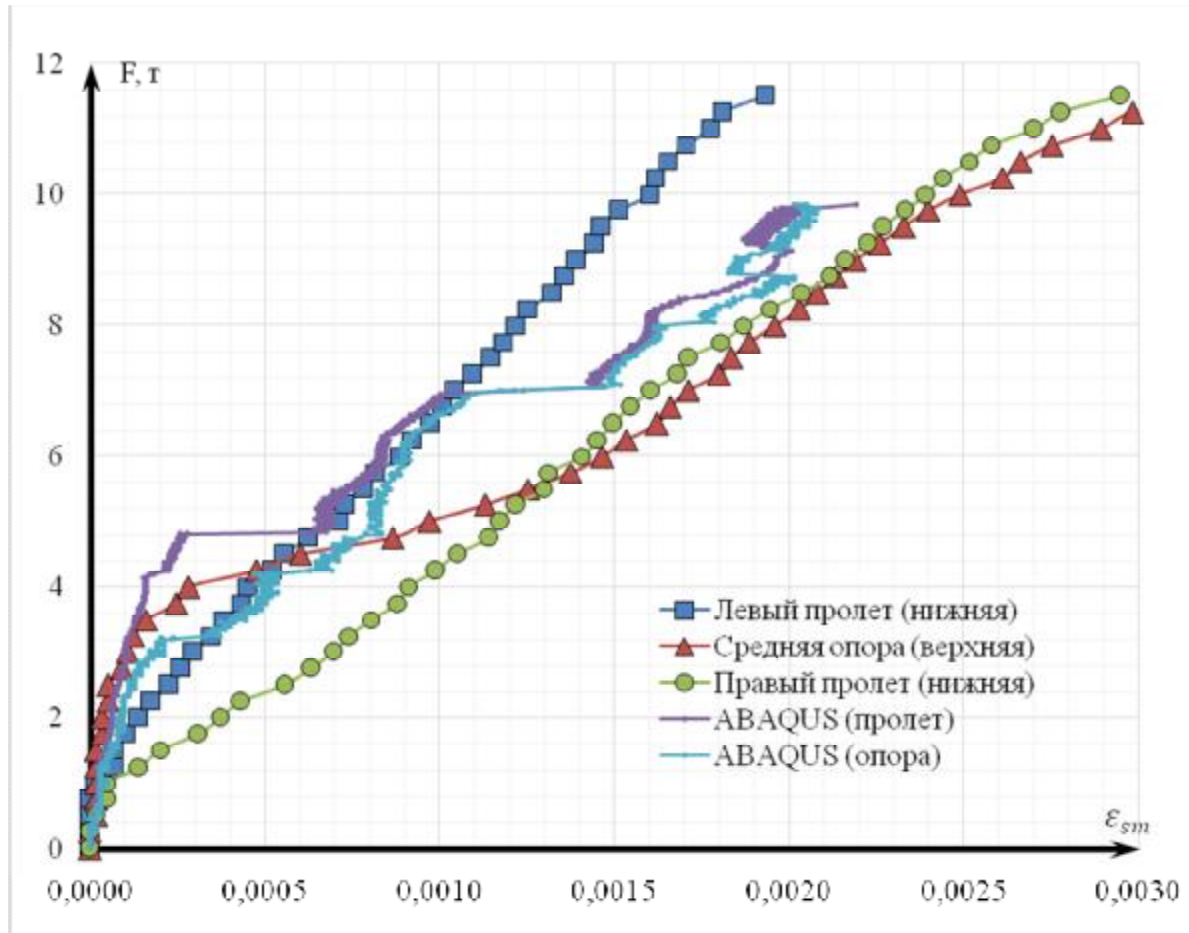
По результатам расчета численной модели в КЭ-комплексе ABAQUS анализируя диаграммы «нагрузка – прогиб» (рисунок 7) следует отметить, что после появления трещины в бетоне растянутой зоны в интервале нагрузок соответствующем от 15 до 50 кН происходит незначительное скачкообразное приращение общей деформативности образца, при этом сохраняется практически линейная зависимость «усилие-прогиб». Данное напряженное состояние сохраняется вплоть до нагрузки 70 кН, при которой происходит значительное увеличение прогиба. Прогибы нарастают с ускорением по криволинейной зависимости в интервале разрушающей нагрузок от 90 до 95 кН. Данное поведение балки с комбинированным армированием можно объяснить работой в сечениях с трещинами стержней GFRP-армирования совместно со стальными стержнями. При этом стальные стержни не позволяют развиваться значительным деформациям в GFRP-стержнях, которые в свою очередь воспринимают часть усилий в растянутой зоне. После достижения напряжениями в стальной арматуре значений соответствующих физическому пределу текучести происходит резкий прирост деформативности в образце который сдерживается только за счет работы GFRP-армирования (рисунок 11). Продольные напряжения в стальной арматуре (в верхней зоне, над опорой) в момент разрушения составили 478 МПа, в композитной – 137 МПа, деформации 0,187% и 0,246%, соответственно. При этом, экспериментальные значения в момент перед разрушением составили: средние деформации в надопорной арматуре 0,32%, в пролетной 0,29%.

**Выводы.** Решения, получаемые с использованием ABAQUS, получились достаточно схожими с результатами натурного эксперимента, что позволяет КЭ – комплекс ABAQUS применять при решении задач любой сложности и на всех стадиях проектирования, возведения и эксплуатации.

Отличия результирующих значений численной модели от реально полученных по эксперименту, заключаются в применении идеализированных диаграмм деформирования и упрощении отдельных немаловажных свойств, таких как сцепление арматуры. Применение билинейных диаграмм деформирования стальной арматуры способствовала обеспечению сходимости и тем самым увеличению скорости расчета.

Высокая степень точности результатов численного расчета обусловлена достоверным определением на основе экспериментальных данных параметров модели бетона «Concrete» программной системы ABAQUS. Хотелось бы отметить, что метод прямого интегрирования (Explicit solver: Abaqus / Explicit)

предназначенный для решения динамических задач, может быть эффективно использован для решения статических задач нелинейной механики при квази-статической постановке задачи, т.к. для решения задач в динамической постановке с помощью явных схем интегрирования (Implicit solver: Abaqus / Standard) нужно прикладывать нагрузки достаточно медленно для того, чтобы устранить инерционные эффекты.



**Рисунок 9 – Диаграмма «нагрузка – средние деформации в арматуре»**

### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Лукин, А.В. Конечно-элементное моделирование и исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций и элементов АЭС / А.В. Лукин, А.М. Лобачев [и др.]. – Санкт-Петербург: ФГБОУ ВПО "Санкт-Петербургский государственный политехнический университет", 2013 г.
2. Силантьев, А. С. Сопротивление изгибу железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования. – Москва, 2012 г.
3. Abaqus Documentation: Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete.
4. Kenneth H Huebner, Donald L. Dewhirst, Douglas E. Smith, Ted G. Byrom. The finite element method for engineers, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & sons, inc, . 2001
5. Reddy, J.N.. Nonlinear finite element analysis. – Oxford University press, . 2004.
6. Abaqus Documentation: Abaqus/CAE User's Manual. Creating and analysing a model using the Abaqus/CAE modules. The Step Module. Configuring analysis procedures.
7. Голубятников А. Опыт использования программного комплекса ABAQUS для расчета строительных конструкций / А. Голубятников С. Рыжов. – [Цитировано: 11 02 2017 г.] [http://tesis.com/infocenter/downloads/abaqus/abaqus\\_bild\\_sapr0870.pdf](http://tesis.com/infocenter/downloads/abaqus/abaqus_bild_sapr0870.pdf).

## **ПРИМЕНЕНИЕ САПР ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И ИССЛЕДОВАНИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»**

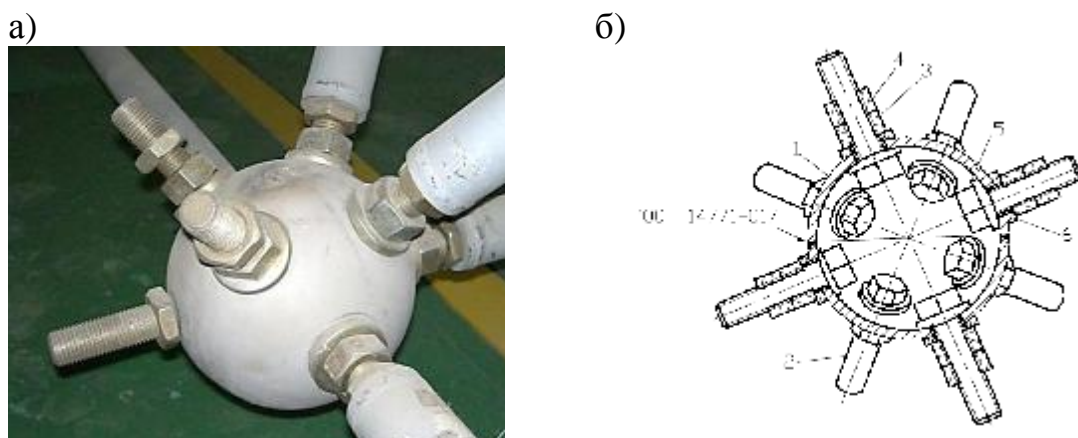
**Шалобыта Н.Н., Шурин А.Б., Драган В.И., Шалобыта Т.П.**

В мировой строительной практике создано огромное количество уникальных металлических структурных систем покрытий зданий и сооружений, отличающихся как оригинальными архитектурными формами, так и уникальными, новаторскими, конструкторскими решениями их исполнения, включающими как использованием различных конструкций стержневых элементов, так и узлов их сопряжения. Из множества применяемых в практике строительства узловых соединений, пригодных для любых нагрузок по прочности, для объединения трубчатых профилей, в основном получили распространение комбинированные узлы систем «Меро» и «Веймар» (Германии), «МАрХИ» (Россия), «NS» (Япония), а также узловые сопряжения с использованием монтажной сварки «Октаплатт» (Германия) и «SDS» (Франция) [1, 2, 3]. В настоящее время в разработке структурных покрытий для уникальных большепролетных сооружений Республика Беларусь имеет несомненный приоритет. В Брестском государственном техническом университете специалистами кафедры строительных конструкций создана новая металлическая структурная конструкция, получившая название система «БрГТУ», отличающаяся от известных структурных систем конструкцией узлового соединения и стержня структуры [1, 3]. Данная система позволяет создавать структурные конструкции любой архитектурной формы и выразительности, позволяет перекрывать сооружения с пролетами более 150 м с различными очертаниями в плане. Структурная система «БрГТУ» отличается от общеизвестных простотой сборки конструкции как непосредственно на проектной отметке, так и близи строящегося сооружения.

Конструктивные и строительные преимущества структур системы «БрГТУ» свидетельствуют об экономической целесообразности их применения: расход стали сокращается до 20%, трудозатраты на строительной площадке – до 25 %, сроки возведения – в 1.5 раза [3].

Узловой элемент системы «БрГТУ» выполнен в виде полого шара с отверстиями в стенке, в которые, через сферические шайбы, устанавливаются болты, предназначенные для соединения со стержневыми элементами. Шар изготавливается из двух полусфер, полученных путем горячего прессования из листового проката из стали 09Г2С по ГОСТ 19281. Полусферы (поз. 1) свариваются стыковым швом на подкладке с разделкой кромок (тип С17 по ГОСТ 14771) полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа в смеси с аргоном или автоматической сваркой под флюсом. Толщина листового проката определяется величиной максимального усилия, воспринимаемого узлом (рисунок 1) [3]. Запроектированное конструктивное решение системы «БрГТУ» позволяет достаточно точно и однозначно выделить характер и направление силового потока в узле. Передача усилия со стержневого элемента на болт происходит через резьбовое соединение гайки стержня и болта, при этом контргайка служит только для стопорения стержневого элемента, а ее работой при передаче сим-

метричного усилий пренебрегают. Передача усилия с болта на стенку сферы узла зависит от знака усилия и происходит в следующей последовательности: сжимающее усилие в стержне через резьбу передается на силовую гайку, далее на наружную шайбу и через нее – на стенку сферы, а усилие растяжения – с головки болта на внутреннюю шайбу и далее на стенку шара.



1 – полусфера; 2 – болт; 3 – силовая гайка; 4 – контргайка; 5 – внутренняя шайба с выпуклой поверхностью; 6 – наружная шайба с вогнутой поверхностью

**Рисунок 1 – Общий вид (а) и поперечный разрез узлового элемента структурной конструкции системы «БрГТУ»**

Структурная металлическая конструкция системы «БрГТУ» достаточно быстро на территории Республики Беларусь получила признание архитекторов и проектировщиков и в настоящее время имеет несомненный приоритет по отношению к другим системам пространственных конструкций. Об этом свидетельствует не только факт широкого применения данной конструктивной системы по всей республике в качестве покрытий общественных зданий, культурно-развлекательных и спортивных сооружений, но и то, что данная конструкция была использована при возведении уникальных сооружений, таких как, например, покрытие летнего амфитеатра в г. Витебск. С использованием узлового соединения системы «БрГТУ» в Республике Беларусь законструировано и возведено более двадцати большепролетных пространственных стержневых конструкций на территории Республики Беларусь [3, 4, 6].

При проектировании структурных конструкций «БрГТУ» и составления адекватных КЭ-модели был выполнен комплекс работ с разработкой и детальным анализом вклада каждого элемента структуры в общее напряженное состояние. При этом рассматривались вопросы моделирования стержней, моделирования узлов, моделирования нагрузок и т.д.

Аналитическое определение усилий и перемещений в элементах стержневых систем производилось с использованием программы «ЛИР А-Windows», разработанной НИИ автоматизированных систем планирования и управления в строительстве /НИИАСС/ Госкомградостроительства Украины. Исходными данными для программы являлись: проектные и испытательные нагрузки, действующие на структурную конструкцию; подробная геометрия пространственной плиты с координатами (X, Y, Z) каждого узла; предварительные жесткости стержневых элементов. Для описания конструкции использовались пространственные стержневые конечные элементы (тип 10). Численный анализ производился в три этапа [3].

Первый этап включал расчеты пространственной конструкции структурной плиты с учетом действия на нее статических проектных расчетных нагрузок. В данном расчете учитывалось, что все стержневые элементы соединены в узлах шарнирно. Расчет производился в упругой стадии работы материала конструкции. В результате статического расчета были определены максимальные расчетные усилия, которые воспринимают элементы структурной плиты, и произведен подбор их сечений с соответствующими геометрическим и жесткостным характеристикам [3].

На втором этапе численного анализа для нагрузки, соответствующей испытательной, выполнялось определение напряженно-деформированного состояния подобранных по первому этапу расчета сечений элементов структурной конструкции. Структурная плита рассматривалась как шарнирно-стержневая система без учета упругой податливости узловых элементов. В результате определены ожидаемые величины усилий в стержневых элементах конструкции и перемещения узлов в намеченных для экспериментальных исследований точках.

На третьем этапе моделировалась действительная работа узловых элементов структурной конструкции при действии статической испытательной нагрузки в упругой стадии работы материала конструкции. Податливость узлов структурной плиты учитывалась снижением жесткостных характеристик стержней структуры. При данном подходе площадь поперечного сечения стержневых элементов  $F$  заменялась фиктивной площадью  $F_{fik}$ , которая вычислялась по следующей формуле [3]:

$$F_{fik} = \frac{N}{E} \left( \frac{\Delta l + \Delta}{l} \right)^{-1}, \quad (1)$$

где  $F_{fik}$  – фиктивная площадь поперечного сечения стержней решетки;

$N$  – фактическое усилие, воспринимаемое стержнем;

$E$  – модуль упругости стали;

$\Delta$  – податливость узлового соединения, определяемая по диаграммам деформирования узловых соединений [3];

$l$  – суммарная длина стержня и узлового соединения.

Для адекватного описания КЭ-модели структур системы «БрГТУ» с применением ПК «ЛИРА-Windows» на третьем этапе моделирования выполняли анализ влияния на общее НДС структур узла системы «БрГТУ». В результате установили, что его несущая способность и деформативность обеспечиваются высокопрочными болтами и толстостенной сферической оболочкой.

Диаметр и марка стали высокопрочных болтов, как и для большинства комбинированных узловых элементов, назначается исходя из величины усилий, действующих в стержнях структурной конструкции, и могут быть определены достаточно простыми и известными зависимостями, приведенными в нормативных документах [8, 9]. Определение несущей способности и деформативности полый толстостенной оболочки с отверстиями связано с определенными сложностями как в теоретическом, так и расчетном планах. Полый шар с отверстиями в стенке является с точки зрения аналитического расчета очень сложной системой, в которой напряженно-деформированное состояние зависит от многих факторов: диаметра сферы, толщины ее стенки, диаметра и мест расположения отверстий, геометрических размеров подкрепляющих накладок (толщины и радиуса), характера приложения нагрузок и т.д. [10, 11].

В реальных условиях эксплуатации полая сфера узлового соединения, находится в сложном напряженном состоянии. Экспериментальное определение особенностей напряженно-деформированного состояния во многом не позволяет полностью смоделировать расчетную ситуацию, а также определить конкретный уровень напряженности слоев оболочки. Поэтому наряду с экспериментальными исследованиями выполнялось численное моделирование. В качестве численного метода решения поставленной задачи использовалось конечно-элементное моделирование с применением вычислительного пакета «MSC.visualNastran for Windows» [3]. Применение данного вычислительного комплекса позволило смоделировать ряд задач. В расчетной модели варьировались следующие параметры, как различные варианты загрузок локальными нагрузками (одноосное, двухосное и сложное), геометрические размеры полой толстостенной сферы (толщина, радиус), размеры подкрепляющих шайб.

Для построения конечно-элементной трехмерной модели применили твердотельное моделирование с использованием КЭ «Solid» (рисунок 2). Разбивка производилась с использованием твердотельных пространственных пяти- и шестигранных элементов «Solid» типа «Brick» («Брусочек») и «Wedge» («Клин»), со сторонами отвечающими линейной функции формы. Толщина принятых КЭ не превышала 1 мм, что позволяло разбить толщину сферы не менее чем на 10 слоев (при ее толщине в 10 мм). Для достоверной оценки прочности был произведен детальный анализ по нескольким критериям текучести: эквивалентным напряжениям по Губеру-Мизесу-Генки ( $\sigma_{\text{экв}}$ ); максимальным главным напряжениям ( $\sigma_1$ ) и максимальным касательным напряжениям ( $\tau_{\text{max}}$ ).

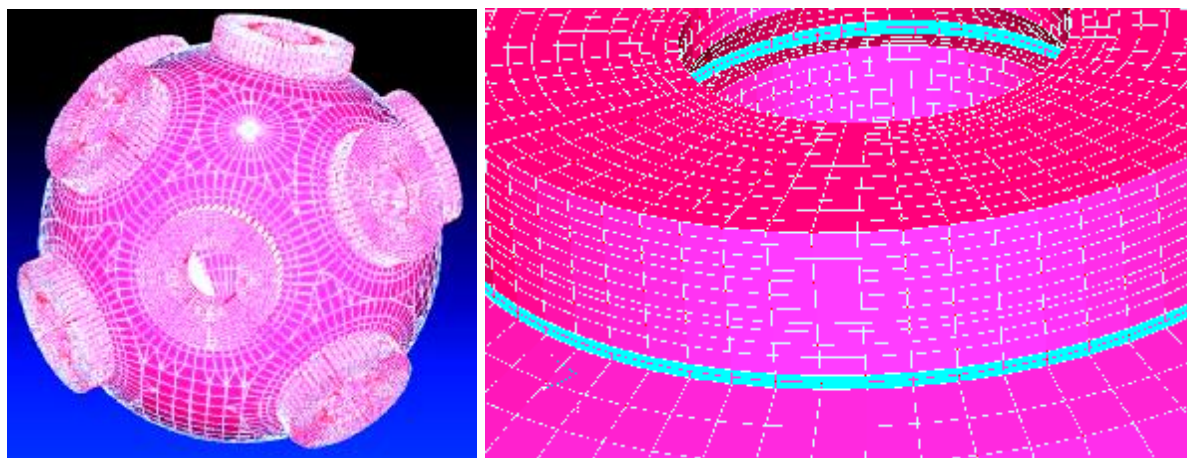
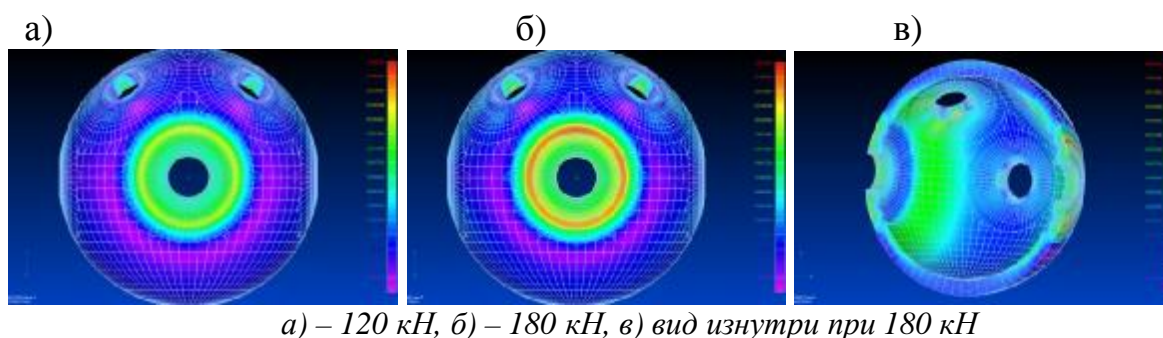


Рисунок 2 – Аналитическая конечно-элементная модель узла «БрГТУ»

Как показали результаты численных расчетов и выполненных экспериментальных исследований при симметричном одноосном растяжении максимальный уровень эквивалентных напряжений формируется на внешней поверхности сферы в месте сопряжения с жестким включением. При этом по границе подкрепляющего элемента узла – шайбы, формируется характерная кольцевая зона с высоким уровнем эквивалентных напряжений, что наглядно представлено на рисунке 3 в виде характера изменения изополей эквивалентных напряжений. Величина напряжений и деформаций полученных численным и экспериментальным путем имеет высокую степень сходимости [3].





*а) – 120 кН, б) – 180 кН, в) вид изнутри при 180 кН*

**Рисунок 3 – Изменение изополей распределения эквивалентных напряжений на внешней и внутренней поверхностях сферы в зависимости от уровня нагрузки**

Для оценки полученных численных данных напряженно-деформированного состояния структурной плиты производились натурные испытания структурной плиты при действии на нее статической испытательной нагрузки.

Впервые запроектированный, построенный и натурно испытанный объект, с применением структуры системы «БрГТУ», был разработан для покрытия театра эстрады в г. Бресте. Покрытие сцены театра выполнено в виде консольной структурной плиты с размерами в плане 18,0x22,5 м с высотой плиты 1,06 м и размером ячеек 1,5x1,5м, при этом вылет консоли составил более 15 м (рисунок 4).

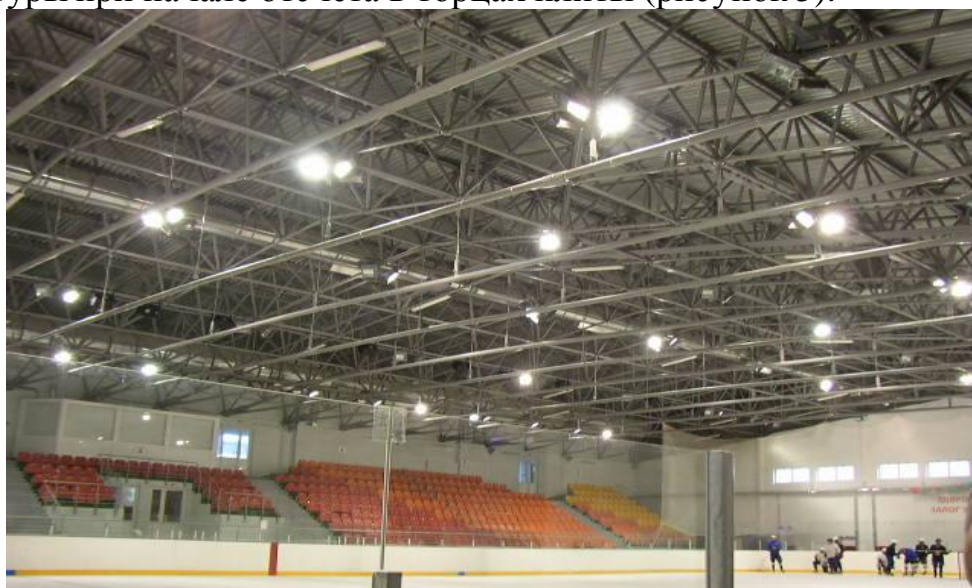


**Рисунок 4 – Покрытие театра эстрады в г. Бресте**

Как показали результаты проведенных натурных испытаний усилия, полученные экспериментально, во всех случаях оказались несколько ниже либо равными соответствующим усилиям, полученных численным путем, что является следствием ужесточения работы узловых соединений в условиях сложного нагружения, а также эффективного конструктивного решения узлового элемента, при котором в процессе сборки линейные элементы структурной плиты включаются в работу благодаря фиксированной величине натяга. Отклонения максимальных усилий в стержнях составили для растянутых элементов нижнего пояса – 11,8 %, для сжатых элементов верхнего пояса – 17,3 %, для элементов решетки – 19,3 %. Деформации узлов структурной конструкции, полученные в результате испытаний, незначительно отличаются от полученных в результате теоретического расчета (6,7 %) и составил в консольной части 65 мм, при предельно допустимом равном 128 мм [3].

Интенсивные экспериментальные исследования новых узловых соединений системы «БрГТУ» позволили выполнять проектирование более сложных структурных систем покрытий. Вторым объектом на котором применили эф-

фективные конструкции системы «БрГТУ» стало предварительно напряженное структурное покрытие с затяжками ледовой арены в г. Пружаны. Размеры в плане покрытия 39,0x63,0 м, высота плиты в осях – 3,0 м, размер ячеек плиты – 3,0x3,0 м. Регулярная пространственная конструкция образована двумя прямоугольными плитами, соединёнными в коньке и создающими два ската с уклонами 8°. Структурная плита опирается по контуру крайними узлами нижнего пояса на сталежелезобетонные колонны, расположенные с шагом 6м и 3м и образующие в плане прямоугольник с размерами сторон 39м и 63м. В связи с необходимостью восприятия реакции распора, в уровне опорных узлов нижнего пояса плиты устанавливаются затяжки с шагом 3м в направлении параллельном меньшему пролёту. Затяжки располагаются с пятого узла нижней поясной сетки структуры при начале отсчёта в торцах плиты (рисунок 5).



**Рисунок 5 – Предварительно напряженное структурное покрытие с затяжками ледовой арены в г. Пружаны**

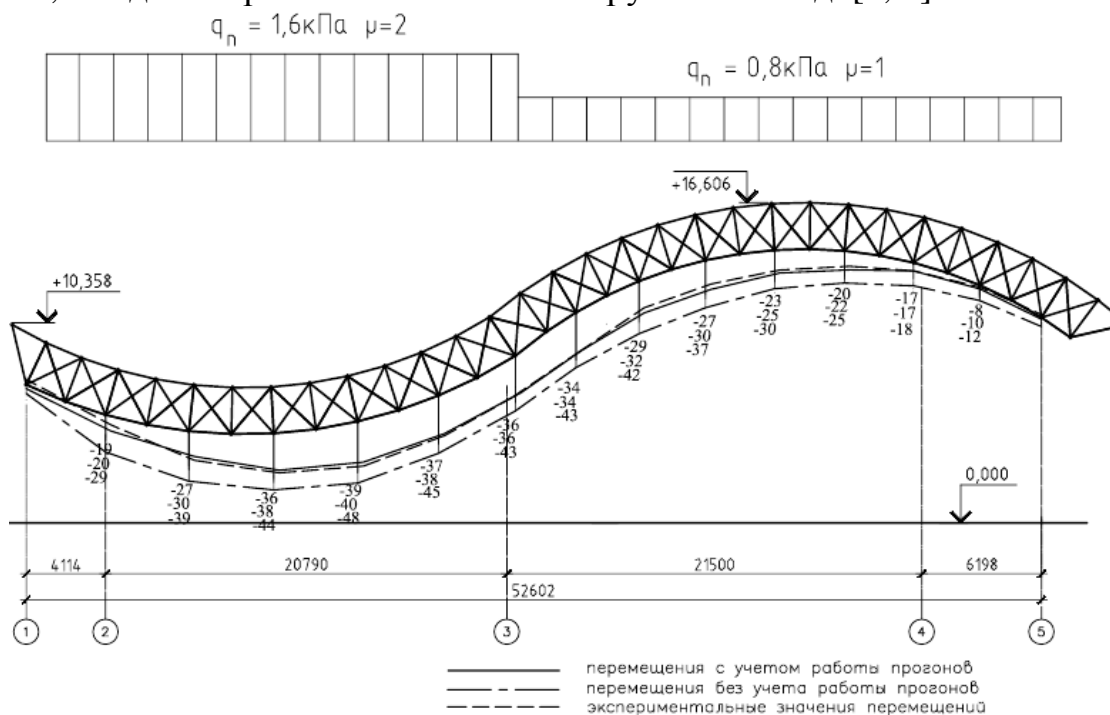
Покрытие ледового катка в г. Гомеле по технической сложности пространственной структурной оболочки, новизне принятых конструктивных технических решений, перекрываемой площади без промежуточных опор и другим параметрам относится к уникальным сооружениям. Покрытие запроектировано на кафедре строительных конструкций УО БрГТУ в 2007 году. Покрытие имеет размеры в плане 49,092x57,82 м и представляет собой комбинированную пространственную структурную оболочку, в поперечном разрезе близкую по очертанию к синусоиде. Объединение стержней в единую конструкцию выполнено с помощью полых шаровых узлов системы «БрГТУ».

Структурная оболочка имеет диагональные верхнюю и нижнюю поясные сетки с ячейками в виде ромбов. Высота структурной оболочки по осям 2400 мм, размер стороны ромба верхней поясной сетки – 2861мм, размеры сторон ромбов нижней поясной сетки – 2733 мм, 2911 мм, 3005 мм, 3053 мм.

Для уменьшения строительной высоты покрытия и расхода металла структурная оболочка опирается нижними узлами на опорные площадки составных ригелей. Ригели выполнены из двух горячекатаных труб (ГОСТ 8732) сечением Ø273x10, объединенных в местах опирания узлов диафрагмами и площадками. Ригели, расположенные по оси А и Д, выполнены криволинейными в вертикальной плоскости [3].

Для проведения численных исследований покрытия были разработаны и использованы несколько КЭМ, последовательно усложняющихся для более полного учета особенностей работы конструкции. Исследование влияния прогонов на НДС комбинированного покрытия проводилось на соответствующей КЭМ. Соединение стержней в узлах структурной плиты принято шарнирным. Прогоны и опорные столики описывались универсальными пространственными стержневыми конечными элементами (КЭ 10). Для опорных столиков жесткостные характеристики задавались численно.

При проектировании этого сооружения возникли вопросы, выходящие за рамки действующих нормативных документов. Сложность геометрической поверхности оболочки не позволило принять нормируемые значения и эпюры ветровых и снеговых нагрузок. В связи с уникальностью сооружения и новизной конструктивных решений возникла необходимость проведения экспериментальных исследований путем нагружения покрытия полной нормативной нагрузкой. Натурные испытания проводились по методике, разработанной на кафедре строительных конструкций БрГТУ и апробированной при проведении серии натурных испытаний большепролетных комбинированных покрытий, таких как «Универсальный спортивный комплекс для игровых видов спорта в г. Бресте», «Ледовая арена на 800 мест в г. Пружаны» и т.д. [4, 5].



**Рисунок 6 – Схема нагружения покрытия снеговой нагрузкой и эпюры вертикальных перемещений узлов нижней поясной сетки по оси В**

Установлено, что эпюры вертикальных перемещений нижних узлов структурной оболочки под нагрузкой, построенные по результатам измерений, повторяют очертание эпюр, полученных в результате статического расчета. Экспериментальные значения перемещений наиболее соответствуют конечно-элементной модели, учитывающей работу прогонов в составе покрытия (рисунок 6).

Наиболее значимым среди всех запроектированных объектов на данный момент занимает большепролетное комбинированное пространственное покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске (рисунок 7). Комбинированная стержне-

вая система состоит из структурной цилиндрической оболочки, усеченной двумя наклонными плоскостями и подкрепляющих ее девяти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), а также двух наклонных арок. Пролет оболочки составляет 120,014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24,0 м на опорах до 71,0 м в средней части покрытия. Высота подъема осей нижних вертикальных арок от точки входа в фундамент – 18,5 м, высота покрытия по осям арок – 3,32 м. Радиус нижней поясной сетки структурной оболочки по центрам узлов составляет 106,975 м, радиус верхней поясной сетки по центрам узлов достигает 109,485 м, высота сечения оболочки – 2,51 м, размер ячеек верхней поясной сетки – 3,0x3,0 м, нижней поясной сетки – 3,0x2,931 м (рисунок 7).



**Рисунок 7 – Комбинированное пространственное покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске**

Необходимо отдельно отметить, что для данного уникального объекта были проведены уникальные в мировой практике натурные испытания, которые подтвердили высокую надежность конструктивной системы «БрГТУ» (максимальный прогиб при полной нормативной нагрузке в консольной части оболочки составил 80 мм, наибольшие усилия не превысили 50 % от предельно допустимых). Кроме этого, с момента ввода в эксплуатацию данного уникального объекта, специалистами кафедры строительных конструкций производится сезонный мониторинг технического состояния конструкций сооружения, анализ и оценка напряженно-деформированного состояния наиболее нагруженных элементов структуры.

В настоящее время на основании накопленных экспериментальных и теоретических данных разработана достоверная методика определения несущей способности элементов структурной системы «БрГТУ», которая позволила разработать сортамент узловых соединений для восприятия усилий от 100 до 1000 кН. За короткое время с применением новой структурной системы в Республике Беларусь запроектировано 26 и построено более 18 уникальных большепролетных покрытий среди которых покрытие универсального спортивного зала МКСК «Минск-Арена» (размеры структуры в плане 24,0x42,0 м, высота плиты в осях – 2,62 м, размер ячеек плиты – 3,0x3,0 м) и козырек над центральным входом МКСК «Минск-Арена» (плита криволинейного очертания в плане с вы-

сотой структуры в осях – 1,7 м, шириной 17,71 м и длиной покрытия по наружной дуге 45,72 м, комбинированное консольное покрытие над западной трибуной стадиона «Спартак» в г. Могилеве (размер структурной плиты в плане – 131,0 x14,0 м, высота плиты в осях 1,414 м, размеры ячеек поясных сеток – 2,0x2,0 м, 2,0x2,125 м и 2,0x2,25 м, комбинированное покрытие Дворца водных видов спорта в г. Бресте (размеры цилиндрической структурной оболочки в плане по осям крайних элементов нижней поясной сетки – 36x42м, высота структурной оболочки– 2,11м, размер ячеек верхней поясной сетки – 3.0x3.0м, размеры ячеек нижней поясной сетки – 2.82x3.0м и 2.932x3.0м), покрытие здания «Олимпийского комплекса» штаб – квартиры НОК РБ в г. Минске в виде купола, опирающегося шарнирно на верхнюю полку стального опорного кольца, заделанного в железобетонную плиту перекрытия. Конструкции запроектированы в виде двухслойной сетчатой оболочки из стержней с расстояниями между слоями 1,64 м и другие.

### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Драган, В.И., Шалобыта, Н.Н. К вопросу эффективности узлового соединения структурных конструкций // Вестник Брестского государственного технического университета. – № 1(37): Строительство и архитектура – 2006. – С. 127–129.
2. Драган, В.И., Шалобыта Н.Н. Экспериментальные исследования работы структурной конструкции с узловым соединением «БрГТУ» //Сборник статей XIV международного научно-практического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров республики Беларусь»(Минск, 22-23 июня 2006 г.) /Ред. Коллегия: Т.М. Пецольд, Н.П. Блещик, Э.И. Батяновский (отв. ред.). – Мн.:БНТУ. 2006. Том 2.– 284 с.:ил.– С.133-138.
3. Шалобыта, Н.Н. Напряженно-деформированное состояние узла из полого шара новой металлической структурной конструкции: автореф. дис. канд. техн. наук 05.23.01 /Н.Н. Шалобыта. – Брест., 2009. – 24 с.
4. Драган, В.И. Конструктивные решения и основные результаты расчетов большепролетного металлического покрытия летнего амфитеатра в г. Витебске / В.И. Драган, А.Б. Шурин, А.В. Мухин, И.В. Зинкевич, Л.Г. Головкин, В.А. Лебедь, В.В. Люстибер, А.В. Мигель, Н.Н. Шалобыта // Строительная наука и техника. – Минск, 2007. – № 3(12). – С. 18–29.
5. Драган, В.И. Результаты обследования и натурных испытаний металлической структурной оболочки покрытия бассейна и аквапарка в г. Пружаны / В.И. Драган, А.В. Мухин, А.Б. Шурин, В.В. Люстибер // Вестник БрГТУ. – Брест, 2010. – № 1(61): Строительство и архитектура. – С. 54–57.
6. Натурные испытания металлических конструкций покрытия ледового катка по ул. Головацкого в г. Гомеле: Научно-технический отчет по хозяйственному договору № 11/ 26 от 17.01.2011. – Брест: УО БрГТУ. – 2011. – 42 с.
7. Шалобыта, Н.Н. Экспериментальное исследование несущей способности узлов структурных конструкций системы «БрГТУ» / Н.Н. Шалобыта, В.И. Драган, Т.П. Шалобыта // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура – 2008. – № 1(49). – С. 94-102.
8. СНиП II-23-81\*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. М., 1991.
9. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*). М., 1989.
10. Драган, В.И., Шалобыта Н.Н. Экспериментальные исследования работы структурной конструкции с узловым соединением «БрГТУ»//Сборник статей XIV международного научно-практического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров республики Беларусь»(Минск, 22-23 июня 2006 г.) /Ред. Коллегия: Т.М. Пецольд, Н.П. Блещик, Э.И. Батяновский (отв. ред.).–Мн.:БНТУ. 2006. Том 2.– 284 с.:ил.– С.133-138.

## МОДЕЛИРОВАНИЕ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ ПРИ ВОЛНОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА БЕТОННЫЕ ПРИЧАЛЫ

Шалый Е.Е, Леонович С.Н., Ким Л.В, Шалая Т.Е.

**Введение.** Большинство портов Дальнего Востока России имеют большой износ причальных сооружений. Намечены меры по решению проблемы [1], включая реконструкцию паромной переправы Ванино–Холмск в морском порту Ванино Хабаровского края [1].

### **Воздействие среды на гидротехнические сооружения порта Ванино**

Порт Ванино - крупнейший транспортный узел Хабаровского края (рис. 1). Климат района - континентальный с муссонной циркуляцией атмосферы. В зимний период здесь господствуют сухие, холодные воздушные массы. Летом на территорию поступает сравнительно прохладный воздух, поступающий со стороны Охотского и Японского морей. атмосферы, её сезонными изменениями, интенсивностью циклонической деятельности. Годовое количество осадков составляет 849 мм. Основное количество осадков выпадает в тёплый период май-октябрь (73%), что составляет 620 мм [2].



**Рисунок 1 – Общий вид на паромную переправу Ванино–Холмск в морском порту Ванино**

При таком достаточно сложном и тяжелом климате происходит интенсивное коррозионное разрушение гидротехнических сооружений, особенно это заметно в зоне переменного уровня воды. Наиболее опасным фактором для этой зоны является хлоридная агрессия морской воды.

## Компьютерное моделирование волнового воздействия

Для определения наиболее подверженного коррозионному действию морской воды участка пирса применялось моделирование с помощью программного комплекса MIKE Zero. Для моделирования использовались данные по изменению положения уровня воды перед причальным сооружением в период с октября по декабрь. За нулевой уровень принят уровень моря 5% обеспеченности [2].

Результаты моделирования представлены на рис. 2. Наибольшие колебания значений уровня воды при шторме происходят в юго-западной части паромной переправы. Для нее был выполнен вероятностный расчет концентрации хлоридов.

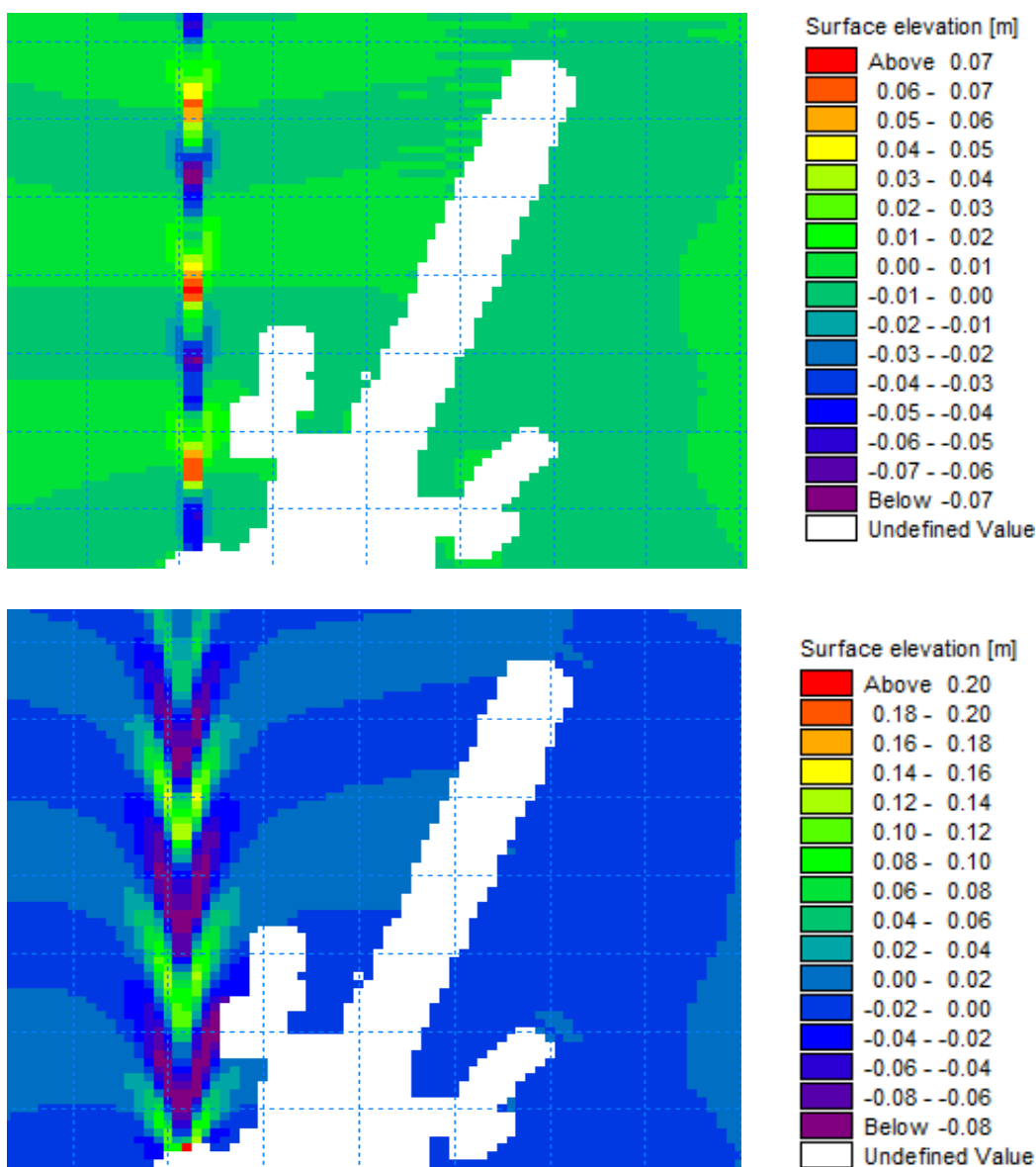


Рисунок 2 – Уровни воды у причала в период начала и период шторма

## Деградация морских железобетонных причальных сооружений в результате воздействия хлоридов морской воды

Для методики прогнозирования срока службы железобетонных конструкций с учетом климатических условий бухты Ванина, позволяющей учитывать влияние внешних воздействий, подходящая модель - это DuraCrete [3]. Ее основное преимущество в сравнении с другими моделями проникновения хлоридов в железобетонную конструкцию состоит в том, что она позволяет произво-

дить расчеты на основании лабораторных измерений свойств материалов, которые описывают транспортные свойства хлоридов, а также непосредственно использовать доступные данные по проникновению хлоридов в железобетонные конструкции, полученные ранее в других исследованиях.

Модель в большой степени построена на наблюдениях проникновения хлоридов в реальные конструкции, что уменьшает потребность в верификации. DuraCrete-модель также позволяет учитывать уменьшающуюся диффузивность бетона с возрастом. Кроме того, DuraCrete-модель математически простая, что позволяет экономить машинное время при расчетах [4, 5].

Принципиально модель представлена в виде

$$C_x = C_{sn} \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)t}} \right], \quad (1)$$

где  $C_x$  – содержание хлоридов на некоторой глубине, в % по массе цемента;  $C_{sn}$  – поверхностное содержание хлоридов в % по массе цемента;  $x$  – глубина проникновения хлоридов, м;  $t$  – время воздействия, с;  $D_a(t)$  – коэффициент диффузии хлоридов, м<sup>2</sup>/с, определяемый по формуле [3]:

$$D_a(t) = D_a(t_0) \left( \frac{t_0}{t} \right)^n = k_c k_e k_t D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^n, \quad (2)$$

где  $k_c$  – постоянный коэффициент, который учитывает влияние изготовления;  $k_e$  – постоянный коэффициент, который учитывает влияние окружающей среды;  $k_t$  – постоянный коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний;  $D_0$  – коэффициент диффузии хлоридов, определенный при стандартных условиях, м<sup>2</sup>/с;  $t_0$  – эталонное время, с;  $n$  – фактор возраста.

Как видно из уравнений, модель DuraCrete использует факторы, учитывающие влияние окружающей среды (табл. 1) [2].

Таблица 1 – Параметры климатических факторов окружающей среды о. Сахалин

Район исследования	Параметр	Значение
Бухта Ванина	$k_{c,T}$	2,01
	$k_{D,RH}$	0,87
	$k_{D,T}$	0,596

Для верификации расчетной модели была принята железобетонная конструкция на сульфатостойком портландцементе с В/Ц 0,37 и расходом 450 кг/м<sup>3</sup>; толщина защитного слоя бетона 50 мм. По предложенной методике выполнен вероятностный расчет содержания хлоридов на некоторой глубине, в % от массы цемента на период эксплуатации 30 лет (табл. 2).

Таблица 2 – Содержание хлоридов в защитном слое бетона

Район	Период эксплуатации	X, мм	Вероятностная модель
			Cl%
Бухта Ванина	30 лет	10	0.293
		20	0.22
		30	0.158
		40	0.107
		50	0.068



**Вывод.** Отбор проб для коррозионного анализа иногда сложно осуществить. С помощью компьютерного моделирования можно выбрать наиболее изношенные участки. С помощью вероятностных моделей можно достаточно точно рассчитать остаточный срок службы бетона гидротехнических конструкций.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. ФЦП «Социально-экономическое развитие Дальнего Востока и Забайкалья на период до 2025 года» / Постановление Правительства РФ.
2. Технический отчет по инженерно-гидрометеорологическим изысканиям / ПриМорПроектБюро, Владивосток, 2015.
3. DuraCrete. Models for Environmental Actions on Concrete Structures // Document BE95-1347/R3. Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347. Gouda, 1999.
4. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. – М.: Стройиздат, 1976.
5. Леонович, С.Н. Модели периода иницирования коррозии арматуры // Строительные материалы. 2012. № 9. С. 74-75.
6. Розенталь, Н.К. О максимально допустимом содержании хлоридов в бетоне // Строительные материалы. 2017. № 1-2. С. 82-84.

## МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ И УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Барабаш М.С.

**Введение.** Несущие конструкции зданий и сооружений возводятся и эксплуатируются в непрерывно меняющихся условиях. Целью доклада является рассмотрение проблемы конструкционной безопасности зданий и сооружений на основе создания комплекса научно-обоснованных методов численного моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом стадий их жизненного цикла и развития методов расчета конструкций с учетом нелинейного деформирования. Проблема особенно актуальна при проектировании и расчете высотных и уникальных зданий.

Численное моделирование временных процессов (процессы нагружения и возведения, реологические процессы, приспособляемость конструкций) позволяют определить напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций близкое к реальному/фактическому и на всех стадиях жизненного цикла строительного объекта.

При компьютерном моделировании высотных зданий разного уровня сложности есть возможность учитывать следующие аспекты [1-3]:

- пространственная работа здания (совместная работа всех несущих конструкций);
- учет работы системы «здание – фундамент – основание»;
- учет процесса возведения;
- приспособляемость конструкции для восприятия запроектных воздействий (прогрессирующее разрушение).

Одним из основных направлений проектирования конструкций зданий и сооружений, соответствующих современным требованиям повышения уровня надежности, безопасности, живучести при снижении материалоемкости, является численное моделирование. Причем, важное значение принимает именно численное моделирование процессов жизненного цикла, связанных с изменением напряженно-деформированного состояния (НДС) на всех стадиях существования строительного объекта.

Необходимость полноценного численного анализа зданий и сооружений диктуется: усложнением конструктивных решений и условий эксплуатации (многомерность, комплексность и многофункциональность зданий и сооружений, их внушительные габариты, исключительная сложность мониторинга по текущему техническому состоянию, невозможность их ремонта без полного исключения нагрузок, склонность к изменению объемно - планировочных решений и режимов нагрузки в ходе эксплуатации); уникальностью (грунтовые, климатические и другие внешние условия, неповторимая сложность и продолжительность возведения и эксплуатации, повышенная роль «человеческого фактора» на всех стадиях жизненного цикла); а также неполнотой и неопределенностью исходных данных (по геометрии, жесткости, предельным и начальным условиям, нагрузкам и воздействиям)

Между тем, все перечисленные факторы не в полной мере учитываются в существующих нормативных документах и в практике проектирования и строительства, что приводит либо к недостаточной надежности конструкций, либо к излишнему расходу материалов.

**Учет изменения напряженно-деформированного состояния конструкций (НДС) на всех стадиях жизненного цикла.** Существующие подходы при проектировании и мониторинге существующих зданий, как правило, ориентированы на определенную стадию жизненного цикла и не учитывают истории, связывающей все стадии жизненного цикла. Таким образом, создание технологии моделирования, отслеживающей изменение НДС конструкций на всех стадиях жизненного цикла, и учитывающей на каждой последующей стадии состояние конструкции на предыдущей стадии является актуальной задачей.

Целью исследований является решение проблемы конструкционной безопасности зданий и сооружений на основе создания комплекса научно-обоснованных методов численного моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом стадий их жизненного цикла и развития методов расчета конструкций с учетом нелинейного деформирования. Численное моделирование процессов жизненного цикла позволяет поставить и решить задачи, которые невозможно решить физическим экспериментом.

Внедрение в практику проектирования конструкций учета процессов изменения НДС на всех этапах жизненного цикла дает возможность уже на стадии проектирования выполнить достоверную оценку НДС, и провести многовариантные численные эксперименты.

На рис.1 приведена схема жизненного цикла строительного объекта.



**Рисунок1 – Схема жизненного цикла строительного объекта**

На этой схеме отдельно выделена стадия анализа напряженно-деформированного состояния конструкции (область наших интересов, как разработчиков программного обеспечения (ПО) для расчета). Однако, стоит отметить, что оценка НДС сооружения и расчет несущих конструкций производится и на других

стадиях (или с учетом других стадий). Причем, основные стадии жизненного цикла строительного объекта, такие как проектирование, возведение, эксплуатация и утилизация, подразделяются, в свою очередь, на этапы, на каждом из которых могут происходить проектные изменения, приводящие к изменению НДС.

1 – на стадии «Эскизный проект» выполняется проверка и сравнение архитектурных и конструктивных решений – выбор рационального варианта;

2 – на стадии «Проект» выполняется многократный учет вносимых в проект изменений (например – перенос несущих элементов, прорезание отверстий и т.п.);

3 – на стадии «Создание рабочей документации», выполняется подбор и проверка площади арматуры и стальных сечений в соответствии с действующими нормами;

4, 5, 6 – стадии изготовления, транспортировки и монтажа, на которых выполняется проверка несущей способности конструктивных элементов и конструктивной системы в целом;

7 – стадия эксплуатации является наиболее длительной стадией жизненного цикла строительного объекта. На этой стадии могут возникать различные ситуации, в том числе и не предусмотренные проектом, например изменение функционального назначения помещений, локальные перепланировки, аварийные ситуации, старение материалов и т.п.;

8 – реконструкция объекта, как начало его второй жизни, переносит нас в начало цикла, но уже с необходимостью оценки остаточного ресурса несущей способности и накопленных напряжений и перемещений:

9 – утилизация. Важная стадия, поскольку при принятии решения о невозможности дальнейшей эксплуатации строительного объекта и невозможности его реконструкции или реновации, необходимо выполнить утилизацию с исключением повреждения близлежащих объектов. Для этого, безусловно, необходимо оценить остаточную несущую способность конструкций и принять решение по технологии демонтажа конструкций.

Таким образом, анализ работы несущих конструкций охватывает всё время существования строительного объекта.

Подход к определению НДС на каждой стадии может быть разным, например:

- на стадии эскиза выполняются расчеты по упрощенным моделям для быстрого получения общего представления о работе конструкции (основные: осадки, усилия, частотные характеристики);

- на стадии детального анализа, проектирования с целью выдачи проектной документации выполняется учет всех возможных воздействий и факторов, влияющих на НДС конструкции на всех стадиях жизненного цикла, т.е. учет процесса возведения, учет возможных ситуаций на стадии эксплуатации, учет недопущения прогрессирующего разрушения и т.п.

Предлагаются разработанные численные методы, позволяющие осуществлять моделирование процесса всего жизненного цикла зданий и сооружений, включая стадии возведения, реологические процессы на стадии эксплуатации, процесс приспособляемости конструктивной системы к изменяющимся нагрузкам в случае форс-мажорных ситуаций.

Структурно-логическая схема жизненного цикла строительного объекта с точки зрения анализа НДС несущей системы представлена на рис.2.

Расчёт здания в рамках проектирования представляет собой многоуровневый процесс принятия решений, его обычно проводят по следующей схеме [2,4]:

- анализ конструктивной схемы здания с целью выявления взаимосвязи элементов конструкции и выбора расчётных моделей, наиболее адекватно отображающих работу здания в известном интервале вариации нагрузок;

- выбор упрощенной расчетной схемы и расчёты в соответствии с этой расчётной схемой с целью предварительного определения напряженно-деформированного состояния конструктивной системы в целом;

- уточнение принятой на предыдущем этапе расчётной модели надземной части здания, а также фундамента, определение упрощенных расчетных моделей грунтового основания;

- расчёт здания по уточненной расчетной модели на статические нагрузки, а также ветровые воздействия с учётом пульсации ветра. В расчёте учитывается влияние податливости основания на собственные частоты колебаний здания, последние влияют на результаты расчётов на ветровые нагрузки с учётом пульсаций.

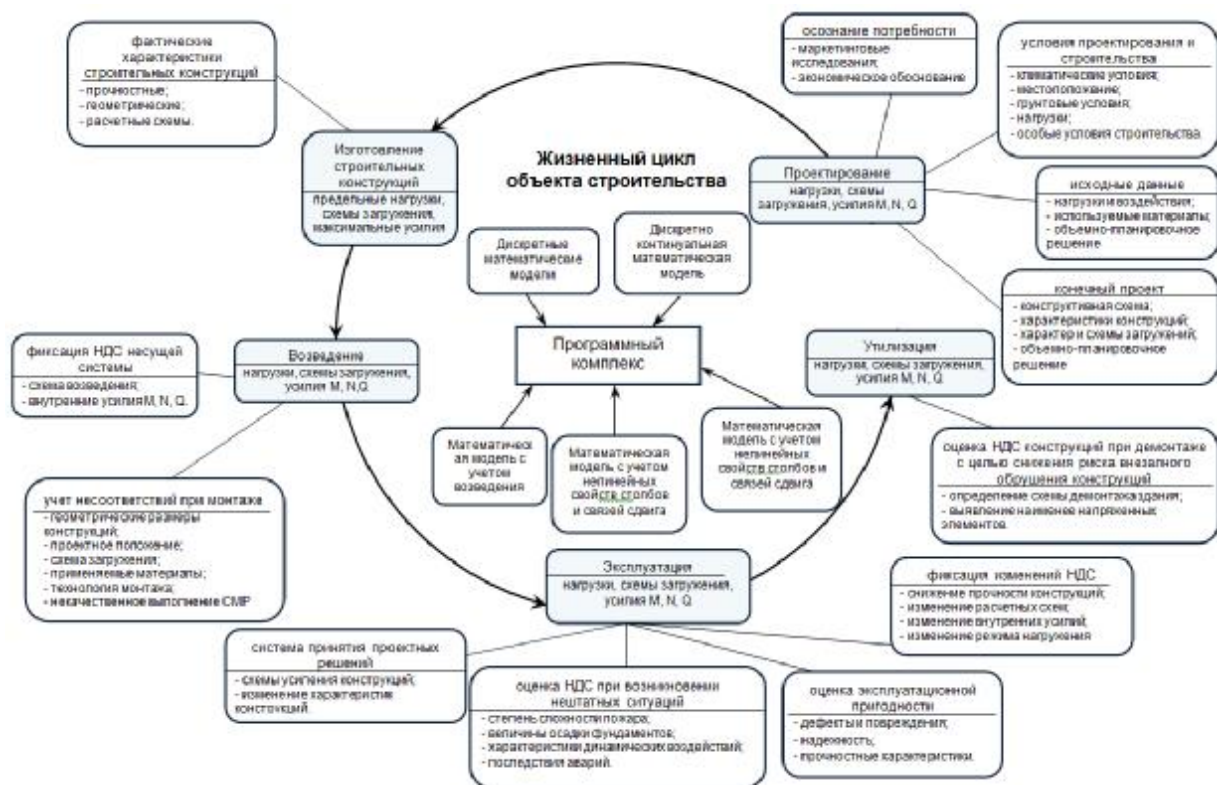
- окончательная корректировка по результатам расчётов геометрических и прочностных характеристик элементов здания (колонн, балок, диафрагм жёсткости, ядер жёсткости, фундамента);

- определение осадок и крена фундамента с учетом физической нелинейности, неоднородности и реологических свойств грунтов основания. Это наиболее ответственная часть оценки принятых на предыдущих этапах конструктивных решений. Говоря о крене здания, следует отметить, что предельные горизонтальные перемещения верхней части здания (с учётом крена фундамента) при расчёте по недеформированной схеме в зависимости от высоты здания  $h$  не должны превышать следующих величин [2,3]: при высотах здания до  $h = 150$  м -  $1/500$ ; при высотах до  $h = 400$  м -  $1/1000$ .

- расчет устойчивости здания на опрокидывание и сдвиг. При расчете устойчивости здания на опрокидывание и сдвиг его конструктивную схему можно рассматривать как жесткое недеформируемое тело, опирающееся на грунтовое основание.

Стадией, формирующей НДС, является стадия возведения. Конструктивная схема строительного объекта изменяется в зависимости от последовательности возведения, что обуславливает изменение конструктивной и расчетной схемы здания, и его НДС во времени. В процессе возведения конструктивная схема сооружения может многократно изменяться, усилия и перемещения «замораживаться», определяя сечения элементов и конструкции узлов именно на этой стадии.

При возведении монолитных железобетонных конструкций важным эффектом, который необходимо учитывать при численном моделировании, являются нелинейные свойства бетона, т.е. изменение жесткостных характеристик в процессе нагружения (ползучесть, трещины) [2,3,4].



**Рисунок 2 – Структурно-логическая схема жизненного цикла строительного объекта с точки зрения оценки несущей способности сооружения и её отдельных элементов**

Кроме того, в процессе монтажа переход к новой стадии часто осуществляется, когда возведенная на предыдущих стадиях конструкция еще не набрала проектной 28-дневной прочности. Это также обуславливает необходимость учета нелинейных эффектов, так как от стадии к стадии меняется жесткость возводимых элементов, в соответствии с временем их возведения. Численное моделирование процесса возведения представляется нелинейной задачей, даже если не учитывать эффекты, связанные с нелинейными свойствами бетона. В процессе возведения проявляется генетическая нелинейность, обусловленная изменением конструктивной схемы. Такая нелинейность вызвана тем, что НДС мгновенно возведенной конструкции не эквивалентно НДС конструкции, полученной на основе учета всей истории возведения (изменение расчетной схемы, возникновение и снятие монтажных опор и т.д.)

Кроме того, в процессе монтажа переход к новой стадии часто осуществляется, когда возведенная на предыдущих стадиях конструкция еще не набрала проектной 28-дневной прочности. Это также обуславливает необходимость учета нелинейных эффектов, так как от стадии к стадии меняется жесткость возводимых элементов, в соответствии с временем их возведения. Численное моделирование процесса возведения представляется нелинейной задачей, даже если не учитывать эффекты, связанные с нелинейными свойствами бетона. В процессе возведения проявляется генетическая нелинейность, обусловленная изменением конструктивной схемы. Такая нелинейность вызвана тем, что НДС мгновенно возведенной конструкции не эквивалентно НДС конструкции, полученной на основе учета всей истории возведения (изменение расчетной схемы, возникновение и снятие монтажных опор и т.д.)

Предлагается следующий алгоритм учета стадий последовательного возведения. Разбивается сооружение на  $n$  стадий (этажей), согласно используемой технологии возведения. Первоначально считается возведенным первая стадия (этаж), производится расчет его напряженно-деформированного состояния в линейно-упругой постановке с начальным модулем  $E_0$ . Далее предполагаем возведенными две стадии. Снова рассчитываем напряженно-деформированное состояние, но теперь учитываем нагрузки, возникшие во второй стадии. При этом, формируя матрицу жесткости второй стадии, воспользуемся значениями касательных модулей упругости, полученными из расчета методом последовательных нагружений для предыдущего этапа возведения сооружений  $E_s$  и  $\nu_s$ , а для первой стадии (ранее возведенной) – значениями  $E_0$  и  $\nu_0$ . При этом, в возведенной стадии вычисляются касательные модули упругости и коэффициенты Пуассона. Аналогично поступаем, когда считаем возведенными 3, 4, ...,  $n$  стадии, до тех пор, пока расчет не будет охватывать всего сооружения. Компоненты напряжений и перемещений, полученные от воздействия нагрузок на каждой стадии, суммируются.

Описанные методики реализованы в программном комплексе ЛИР А-САПР.

К процессам жизненного цикла, происходящим в эксплуатационной стадии, прежде всего относятся реологические процессы изменения НДС конструкции при длительной нагрузке, связанные с ползучестью и изменением свойств бетона во времени.

Технология расчета конструкций с учетом ползучести бетона выглядит следующим образом:

- выполняется расчет в линейной постановке на все виды нагружений (статические, силовые, статические деформационные, динамические);
- определяются расчетные сочетания усилий или расчетные сочетания нагружений;
- выполняется подбор арматуры в сечениях стержневых или пластинчатых элементов;
- производится унификация армирования элементов;
- по результатам армирования формируются новые жесткостные характеристики конструктивных элементов для последующего нелинейного расчета;
- задаются параметры ползучести бетона, учитывающие влажность и усадку бетона;
- назначается нагружение, на которое будет производиться расчет с учетом ползучести бетона;
- выполняется расчет для заданных промежутков времени. На каждом этапе расчета для каждого элемента определяется новая жесткость, которая зависит от напряжения бетона в этом элементе и заданных параметров ползучести. Новые переменные жесткости получаются в точках интегрирования как по сечению, так и по конечному элементу, в соответствии с заданной диаграммой деформирования. На каждом этапе определяются усилия, перемещения и новые жесткости по касательному модулю деформации для заданного промежутка времени.

Моделирование процесса старения бетона, по сути, является нелинейной задачей, обусловленной учетом свойств материала (физическая нелинейность). Решение этой задачи в ПК ЛИРА САПР основана на основных методах теории прочности бетона, которые в физическом смысле представляют собой реализацию законов нелинейного деформирования материалов по различным теориям.

В физически нелинейных задачах отсутствует линейная зависимость между напряжениями и деформациями [1,5,6]. Материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования (нелинейная упругость). Моделирование физической нелинейности (нелинейной упругости) материалов конструкций производится с помощью физически нелинейных конечных элементов, воспринимающих информацию из развитой библиотеки законов деформирования материалов (зависимостей  $\sigma$ – $\epsilon$ ). Библиотека законов деформирования позволяет учитывать практически любые нелинейные свойства материала. Существует несколько методов для решения нелинейных задач различных типов: шаговый метод, метод секущих, итерационный метод.

Приведена классификация процессов (табл. 1), влияющих на формирование (изменение) НДС конструкций зданий и сооружений на протяжении его жизненного цикла и обосновывается применение методов теории упругости, позволяющих их учесть на основополагающей стадии – стадии проектирования.

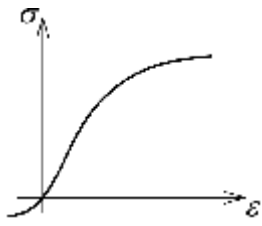
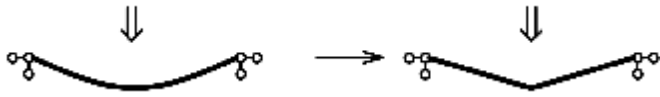
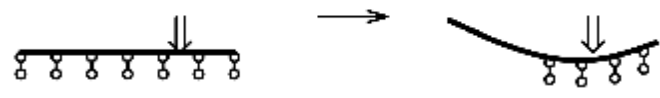
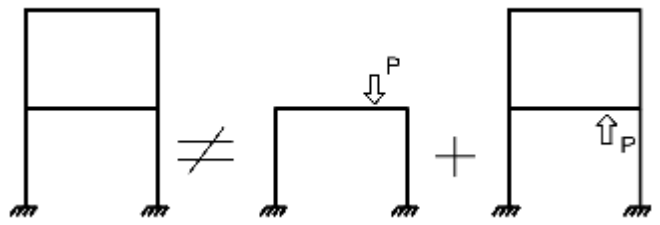
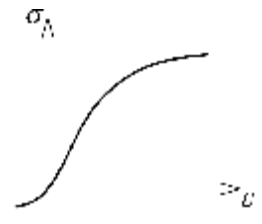
Таблица 1

Процессы жизненного цикла	Описание	Тип нелинейности
Процесс нагружения	Для железобетонных конструкций имеется возможность проследить начальные стадии линейно-упругой работы конструкции, стадии последовательного развития трещин в бетоне и растянутой арматуре, стадии, непосредственно предшествующие разрушению	Физическая, геометрическая, конструктивная
Процесс возведения	НДС определяется для всех последовательно сменяющихся конструктивных схем, соответствующих этапам возведения и модель сводной конструкции «хранит память» об истории возведения	Генетическая, физическая, конструктивная
Процессы эксплуатационной стадии	Моделирование реологических процессов изменения НДС конструкции при длительной нагрузке, связанных с ползучестью и изменением свойств во времени	Физическая, геометрическая
Процессы за проектных воздействий	Моделирование процессов «приспособляемости» конструкции при «форс-мажорных» аварийных ситуациях, когда при внезапном выходе из строя одного или нескольких элементов конструкция пытается приспособиться к новой ситуации, изменив (иногда за счет потери эксплуатационных качеств) свою первоначальную конструктивную схему, не допустив обрушения всего сооружения	Физическая, геометрическая
Процессы динамических воздействий	Моделирование во времени динамического воздействия (на основе метода прямого интегрирования) дает возможность проследить включение и выключение односторонних связей, открытия и закрытия трещин, и многие другие эффекты	Нелинейная динамика



Важной особенностью реальных материалов является нелинейный характер зависимости между напряжением и деформацией. Таким образом, действительное поведение материала под нагрузкой существенно отличается от схематизированных представлений закона Гука. И хотя во многих случаях такая схематизация дает приемлемые для практики расчетов результаты, имеется целый ряд примеров, когда игнорирование указанной особенности в расчетах приводило к существенным расхождениям с натурой. Учет особенностей деформирования материалов конструкций позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному их поведению.

Таблица 2

Тип нелинейности	Графическая интерпретация	Методы решения
Физическая нелинейность		метод последовательных нагружений; метод переменных жесткостей; метод последовательных жесткостей
Геометрическая нелинейность		метод последовательных нагружений
Конструктивная нелинейность		метод компенсирующих нагрузок
Генетическая нелинейность		метод последовательных нагружений по измененным расчетным схемам
Инженерная нелинейность		метод переменных жесткостей

Рассмотрим виды нелинейности в теории расчета конструкций и проведем классификацию методов, применяемых для учета различных видов нелинейностей.

При расчете конструкций различают физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности.

Физическая нелинейность обусловлена учетом в расчете нелинейной зависимости между компонентами обобщенных напряжений и деформаций  $s_i = f(e_i)$

(см. табл. 2) и характеризует работу материала конструкции в упругопластической области.

Геометрическая нелинейность имеет место, когда перемещения конструкции вызывают значительное изменение ее геометрии, так что уравнения равновесия приходится составлять с учетом изменения формы и размеров конструкции, т. е. по деформированной схеме.

Конструктивная нелинейность возникает вследствие конструктивных особенностей системы, вызывающих изменение расчетной схемы в процессе ее деформирования (изменяются условия закрепления: выпадают или образуются новые связи, выключаются из ран боты или включаются в нее те или иные элементы конструкции и т. д.).

**ВЫВОДЫ.** Для современных сложных сооружений (мосты, большепролетные покрытия, высотные здания и др.), как правило, конструктивная схема обуславливается не только упругим расчетом, но и процессами изменения напряженно-деформированного состояния во времени. В процессе жизненного цикла конструктивная схема сооружения многократно изменяется, усилия и перемещения перераспределяются, значительно повышая вероятность трещинообразования и возникновения аварийной ситуации.

Реализация математической модели на компьютере дает возможность многократно и в широком диапазоне изменять входные параметры и условия функционирования сложных систем, заменяя, таким образом, экспериментальные исследования численным экспериментом. Кроме того, при решении ряда сложных конструкторских задач необходимо применение вариантного проектирования.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Городецкий, А.С. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики: Учебное пособие / А.С. Городецкий, М.С. Барабаш, В.Н. Сидоров – М.: Издательство АСВ, 2016. – 338 с.
2. Барабаш, М.С. Численное моделирование процессов жизненного цикла зданий и сооружений / Мария Сергеевна Барабаш // Наука та будівництва – 2015. – №4 – С. 24-28
3. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – [2-е изд., доп.]. – К. : «ФАКТ», 2007. – 394 с.
4. Барабаш, М. С. Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий / Мария Сергеевна Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М.: Изд-во «АСВ», 2012. – Vol. 8, Issue 3 – С. 58 - 68.
5. Барабаш, М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография / Мария Сергеевна Барабаш – К.: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
6. Барабаш, М. С. Численное моделирование НДС конструкций с учетом стадий жизненного цикла зданий и сооружений / М. С. Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М.: Изд-во «АСВ», 2015. – Vol. 11, Issue 1 – С. 80 - 90.
7. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов; [пер. с англ.] / К. Бате, Э. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.

## МОДЕЛИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ В ПК ЛИР А-САПР

**Городецкий А.С., Водопьянов Р.Ю., Палиенко О.И.**

В настоящее время наблюдается активное возрождение крупнопанельного домостроения. В первую очередь это связано с экономическими причинами.

«Крупнопанельное домостроение остается самым быстрым и экономичным!» – таково мнение профессионального сообщества, обсуждавшего задачи и перспективы отрасли в Санкт-Петербурге на IV Международной научно-практической конференции «Развитие крупнопанельного домостроения в России-InterConPan-IV».

В годы строительного бума коммерческое монолитное жилье, несмотря на более высокую стоимость, привлекало застройщиков и потребителей преимуществами повышенной этажности и свободной планировки. Однако, в текущей экономической ситуации застройщики вынуждены искать способы сократить издержки. Проблемы жилищной необеспеченности и материальных возможностей населения обуславливают повышенный спрос на жилье эконом-класса, причем не только в секторе государственного финансирования строительных программ, но и в секторе частных инвестиций.

Таким образом, ситуация заставляет нас обратиться к быстровозводимым зданиям из элементов заводской готовности. Т.е. второе дыхание крупнопанельного (и вообще сборного) домостроения связано с потребностью в недорогом жилье, возводимом в самые короткие сроки и с сохранением высокого качества работ.

На современном уровне развития строительных технологий могут быть решены многие известные проблемы крупнопанельных зданий. Так, например, применение новых материалов (легких бетонов, эффективных утеплителей и т.п.) позволяет повысить энергоэффективность и долговечность здания. А применение новых подходов к объемно-планировочным решениям (например, широкий шаг несущих конструкций [7]) позволяет успешно решать проблемы «морального» старения жилых зданий, обеспечивает возможность получения гибкой и свободной планировки. Кроме того, активно развиваются варианты решения конструктивных узлов крупнопанельных зданий. Так уже давно появились варианты решения вертикальных стыков без сварки на базе различных петлевых стыков. И даже уже появляются стандарты организации для таких узлов, например – СТО 36554501-026-2012 [4]. Такие решения позволяют сделать конструкцию в целом гораздо надежнее. И воспринимать значительные усилия, возникающие от сейсмических воздействий или от прогрессирующего разрушения. Что, в том числе, позволяет расширить область строительства крупнопанельных зданий повышенной этажности на сейсмические районы.

О «втором дыхании» строительства панельных зданий можно судить и по разработке новых норм СП «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» (Проект, Вторая редакция) [1], что лишь подчеркивает острую актуальность вопроса.

Для того чтобы проектировать и выполнять прочностные расчеты таких конструкций, исследовать различные варианты объемно-планировочных и конструктивных решений, нужны удобные многофункциональные инструменты – программные комплексы. Таким программным комплексом является ПК Лири-САПР.

Как и многие другие комплексы, ПК Лири-САПР позволяет задать сложную геометрию конструкций, учесть физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности, поэтапность возведения (монтаж), учесть работу естественного и свайного основания и многие другие факторы.

В новой версии ПК Лири-САПР 2017 предложен специальный инструмент для эффективного моделирования и расчета стыков крупнопанельных зданий. Почему это важно?

С точки зрения моделирования строительных конструкций для прочностного расчёта основное отличие сборных зданий от монолитных состоит в наличии в них особой сущности – стыка сборных элементов и необходимости его адекватного представления в расчётной схеме. Для крупнопанельных зданий это: вертикальный стык между стеновыми панелями (может быть свободным, без связей по высоте этажа, а может содержать точечные закладные детали, шпонки или непрерывные омоноличенные петлевые или сварные стыки) и горизонтальный стык между стеновыми панелями и плитами перекрытий (так же может иметь разную конструкцию: платформенный, контактный, монолитный, см. [1]).

Жесткостные и прочностные характеристики стыка определяют многие факторы. Например: марка раствора, заполняющего стык, величины зазоров между панелями, наличие, способ размещения и характеристики закладных деталей и многое другое.

На сегодня уже существовали технологии, обеспечивающие адекватное представление конструкции здания из сборного железобетона для прочностного расчёта в ПК ЛИРА-САПР и других программных комплексах. Однако, все они достаточно трудоёмки, требуют большого количества кропотливой работы для формирования расчётной схемы, в особенности, в области стыков панелей. Ряд примеров моделирования, например, платформенного стыка (горизонтальный стык панелей), представлен в работах Г.И. Шапиро [5, 6].

Созданные таким образом схемы обычно трудно редактировать. Поэтому эксперименты, связанные с изменением типа стыка или его жесткостных характеристик, являются очень трудоёмкими, требуют много времени, высокой квалификации проектировщика и очень внимательного отношения к мельчайшим деталям.

Зная обо всех трудностях, с которыми сталкиваются проектировщики зданий из сборного железобетона, коллектив разработчиков в ходе работ над версией ЛИРА-САПР 2017 уделил особое внимание этим задачам, и предложил новаторские технологические решения.

В частности, разработан специальный класс информационных объектов – «стык панелей». Стык панелей – это параметрически управляемый элемент модели, наделённый интеллектом. Благодаря чему, существенно упрощается процесс назначения стыков в проекте, а процесс редактирования их характеристик (для перебора вариантов конструктивных решений, например) не занимает много времени. Каждый стык сам «знает», в каких ситуациях и для каких кон-

фигураций стыковки панелей он подходит. Благодаря этому стыки сами находят свои места в пространстве модели и размещаются в автоматическом или в автоматизированном режиме. Пользователь-конструктор может наглядно контролировать типы стыков, обозначаемые марками и цветами, назначать им параметры, определяющие их жесткостные характеристики.

С помощью специального диалога (см. рис. 1) пользователь может самостоятельно создавать новые типы стыков, формировать из них библиотеки, переносить из проекта в проект, передавать в виде файлов на другие рабочие места.

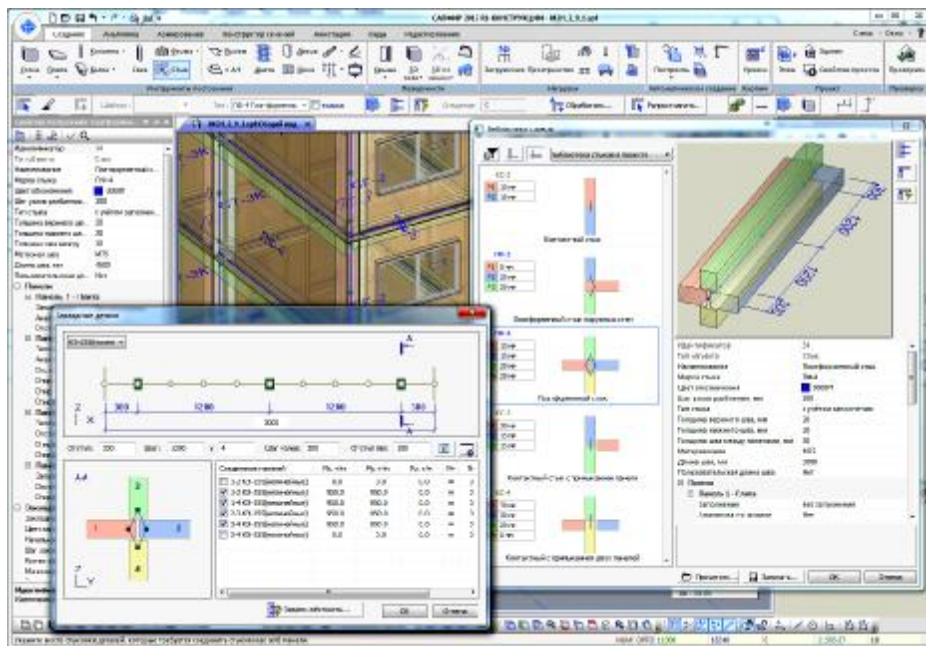


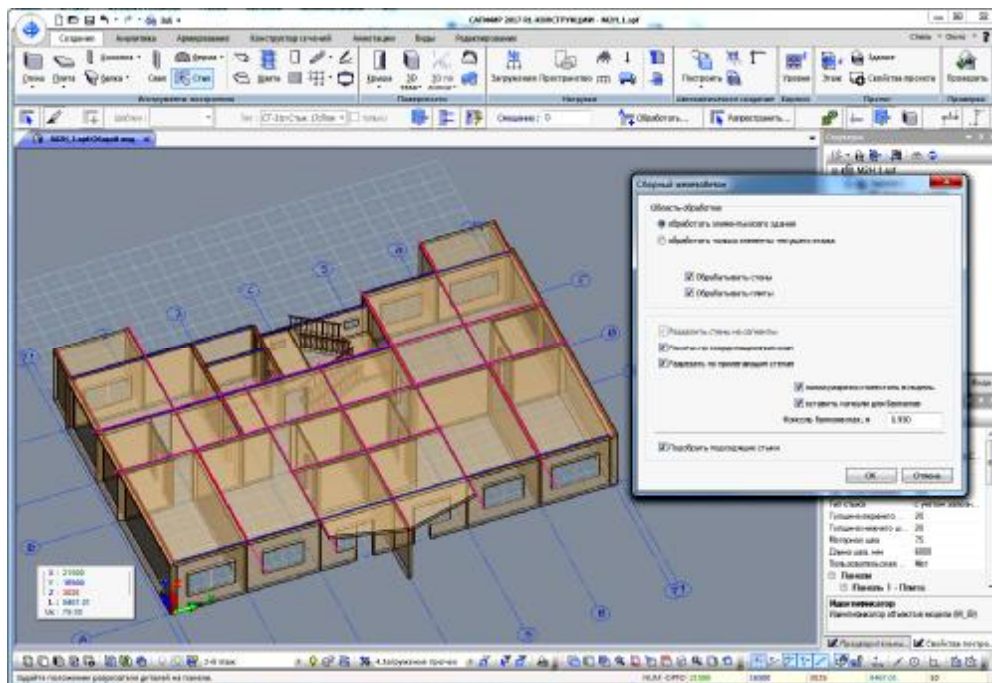
Рисунок 1 - Библиотека стыков в препроцессоре САПФИР (ПК ЛИРА-САПР)

Предусмотрен ряд предустановок, что позволяет получать различные варианты стыковки деталей в конечно-элементной расчётной схеме. В частности, стык может быть свободным, шарнирным, жёстким или с заполнением специализированными конечными элементами, моделирующими контактный или платформенный стык панелей.

Для каждого типа стыка конструктор может определить способ представления его в расчётной схеме, задать шаг размещения узлов для разбивки на конечные элементы, выбрать тип конечных элементов, которыми представлен стык, назначить характеристики элементов. Для моделирования платформенного стыка разработаны специальные типы конечных элементов, которые позволяют решать прочностные задачи в линейной и нелинейной постановке.

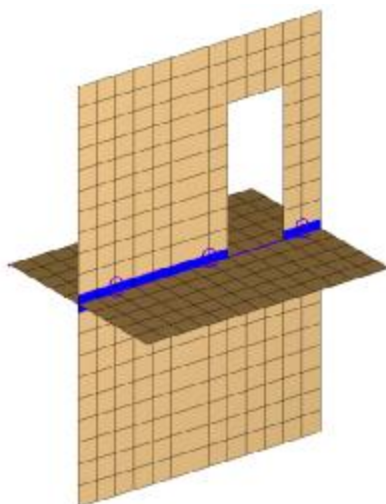
В качестве исходных данных для проектирования может использоваться информационная модель здания, сформированная в САПФИР (препроцессор ПК Лира-САПР), импортированная из других программ посредством IFC или созданная в автоматизированном режиме на базе плоских поэтажных планов, представленных в формате DXF. Многообразие вариантов обеспечивает удобство интеграции новых инструментов в существующие технологические цепочки проектирования, выстроенные в организациях пользователей на базе программных средств других разработчиков. Такой подход, в том числе, способствует внедрению BIM-технологий в проектировании.

Если модель здания изначально создана как монолитная без учёта разрезки на панели, можно воспользоваться новыми инструментами ручной и автоматической разрезки. Стены и плиты разрезаются с учётом примыкающих к ним стен и/или с учётом расположения координационных строительных осей (см. рис. 2). В режиме ручной разрезки динамически отображается расстояние от края панели, которое можно задать в цифровом виде, чтобы отрезать панель определённого размера. Предусмотрен режим нарезки панелей с заданным отступом, что позволяет быстро разрезать деталь на панели одинакового размера.



**Рисунок 2 - Авторазрезка «монолитного» здания на отдельные сборные панели**

Затем конструктор может выбирать стыки из библиотеки и размещать их в модели. Экземпляр, размещаемый в модели, наследует от библиотечного прототипа полный набор параметров, включая характеристики связей по закладным деталям. При этом ряд параметров доопределяется автоматически в зависимости от соединяемых деталей: стык воспринимает толщины панелей, длину области контакта. Экземпляр стыка соединяет панели и влияет на их взаимную подрезку.



Заданные в описании стыка толщины швов между панелями заставляют торцы панелей раздвинуться от их исходного положения и тем самым отразить в физическом представлении модели реальную картину стыковки. При генерации конечных элементов стыка автоматически учитывается наличие проёмов в стыкуемых деталях в зоне стыка (см. рис. 3).

**Рисунок 3 - Генерация МКЭ-модели платформенного стыка с учетом наличия проёма**

Стыки в модели можно выделять, указывая, как любые другие элементы проекта. Для любого экземпляра стыка, представленного в модели, конструктор может индивидуально отредактировать характеристики, задать толщины швов, настроить положение и свойства закладных деталей. Можно даже графически отредактировать длину стыка, перемещая контрольные точки на концах оси стыка, ограничить зону стыковки. Среди свойств закладных деталей представлены их жесткостные характеристики. Изменения в параметрах стыка можно быстро распространить на однотипные или родственные экземпляры стыков в модели или занести стык с заданным набором характеристик в библиотеку для использования в дальнейшем в этом или в других проектах.

Мощные инструменты фильтрации элементов модели, как универсальные, так и специально ориентированные на обработку стыков, позволяют выделять экземпляры стыков для редактирования и осуществлять групповые модификации свойств в рамках всего проекта, выбранного этажа, в пределах вертикальных плетей, в рамках заданной марки и т.п.

Для закладных деталей также можно выбрать способ представления в расчётной схеме, назначить жесткостные характеристики как для линейного, так и для нелинейного расчёта, задать параметры размещения в стыке.

Позиции узлов для разбивки на конечные элементы вдоль оси стыка согласуются с позициями закладных деталей и динамически учитывают позиции проёмов при их наличии в прилегающих к стыку панелях. Если перенести проём в физическом представлении, то не нужно ни пересоздавать стык, ни редактировать его характеристики – изменения автоматически проявятся при регенерации аналитического представления модели проекта.

Выше описана технология создания модели крупнопанельного здания для последующей триангуляции и получения адекватной конечно-элементной модели. А теперь поговорим непосредственно о конечных элементах, моделирующих стыки.

Основные положения по расчету панельных зданий на эксплуатационные нагрузки и вычислению податливостей стыков представлены в проекте нового СП «Крупнопанельные конструктивные системы...» [1] и «Пособии по проектированию жилых зданий...» [2], а так же в работах [3-6]. И если с моделированием точечного стыка по закладным всё достаточно просто (по сути это локальная связь конечной жесткости – пружина, в ПК Лира-САПР это двухузловой конечный элемент КЭ-55), то с моделированием горизонтального (контактного, платформенного) стыка всё гораздо сложнее.

В настоящий момент существует несколько методик учета работы контактного/платформенного стыка в расчетной схеме крупнопанельного здания:

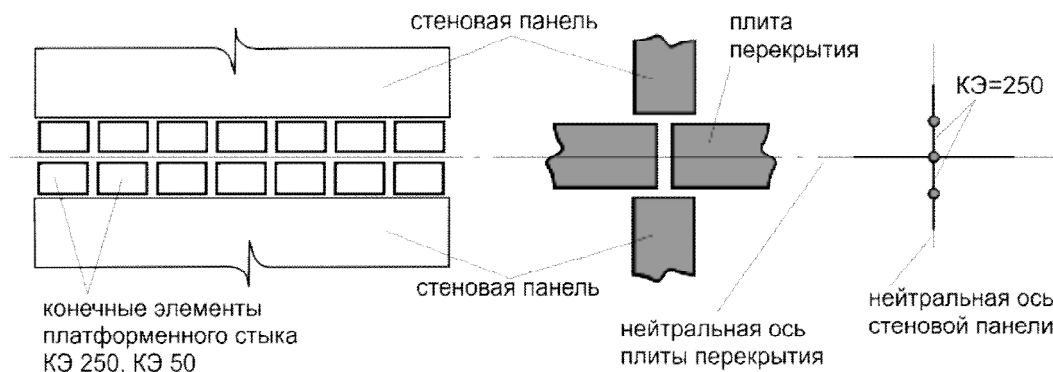
1. модель эквивалентного столба, когда локальная податливость растворных швов и плиты перекрытия равномерно "размазывается" по высоте стеновой панели (этот способ упрощает построение КЭ-модели, но привносит в расчетную схему ряд неточностей, что показано в [1]);

2. модель дискретных связей конечной жесткости (описано, например, в [2] - данный подход уточняет поведение стыка в расчетной схеме здания, но существенно усложняет создание модели, поскольку ведет к значительному увеличению типов жесткостей дискретных связей - для каждого типа стыка и шага КЭ отдельная жесткость, что влечет за собой и большое количество вычислений "вручную", и усложняет контроль заданных исходных данных).

Среди существенных недостатков данных моделей – невозможность корректного учета нелинейного поведения стыка в первом случае, и крайняя сложность учета нелинейности во втором (фактически учет нелинейных эффектов сводится к серии последовательных расчетов с ручной корректировкой жесткостей стыка на каждой итерации).

Чтобы избежать перечисленных недостатков в новой версии ПК Лира-САПР 2017 вводятся новые типы пластинчатых конечных элементов специально для моделирования горизонтального стыка панелей. Предварительно, это: КЭ-59 для учета линейного поведения стыка, и КЭ-259 для учета физически нелинейной работы. По форме элемента они могут быть как прямоугольные, так и треугольные или четырехугольные (что не накладывает каких-то строгих ограничений на геометрию сетки КЭ в области стыка).

В МКЭ-модели платформенный стык моделируется двумя рядами конечных элементов КЭ-59 или КЭ-259 (см. рис. 4). Контактный стык отличается лишь тем, что это один ряд элементов, стыкующий стеновую панель с монолитной фундаментной плитой или ростверком, либо монолитными конструкциями встроенных первых этажей с магазинами, парковками и т.п.



**Рисунок 4 - Расчетная схема платформенного стыка с новыми типами КЭ**

Для вертикальных (по Z1) и сдвиговых (по X1) усилий и деформаций используются аппроксимирующие функции аналогичные КЭ балок-стенок, но кроме этого из плоскости элемента (по Y1) добавляется сдвиговая жесткость платформенного стыка.

Зависимость  $\sigma$ - $\varepsilon$  для построения НДС от вертикальных усилий для нелинейных КЭ стыка представлена на рис. 6 и соответствует положению СП «Крупнопанельные конструктивные схемы...» [1] Приложение А в части изменения податливости стыка в зависимости от напряжений и вообще границ применимости формул для вычисления податливости растворного шва.

В соответствии с [1, 2] коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва  $I_m$  в зависимости от напряжения определяют по формулам:

$$\text{при } s_{m1} \leq 1,15R_m^{2/3} - I_{m1} = 1,5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} t_m;$$

$$\text{при } s_{m2} \geq 1,15R_m^{2/3} - I_{m2} = 5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} t_m, \text{ но не более } 2R_m^{2/3};$$

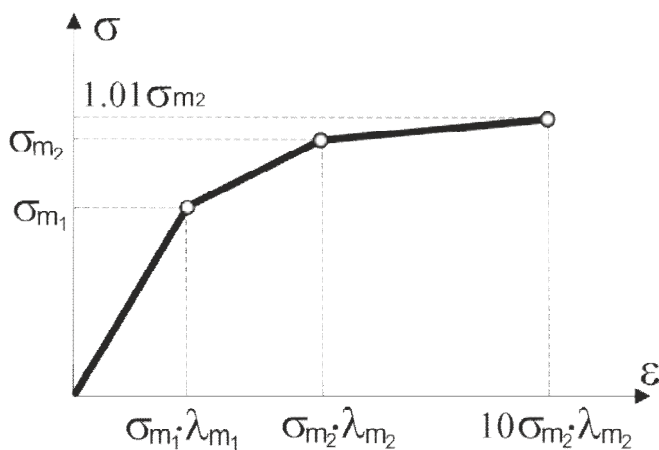
где  $s_m$  - среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве, МПа;

$R_m$  - кубиковая прочность раствора, МПа;

$t_m$  - толщина растворного шва, мм;

$I_m$  - коэффициент податливости растворного шва при кратковременном сжатии, мм<sup>3</sup>/Н.





**Рисунок 5 - Диаграмма работы специализированного нелинейного типа КЭ-250**

Нелинейный расчет может выполняться в двух вариантах:

1. используется итерационный метод по типу «инженерная нелинейность» – для «определяющей комбинации загружений» заданной пользователем в несколько итераций автоматически определяется/уточняется характер работы стыков (наличие отрывов в КЭ стыка приводит к обнулению вертикальных и сдвиговых жесткостей, локальные всплески напряжений в КЭ стыка меняют жесткость элементов по длине стыка), а затем производится расчет на все загружения с вычислением комбинаций РСН и РСУ, т.е. выполняется традиционный линейный расчет (но уже с модифицированной матрицей жесткости панельного здания);

2. используется шаговый метод, т.е. моделируется последовательный процесс нагружения, в рамках которого по шагам накапливаются нелинейные эффекты (данный метод позволяет довести конструкцию до разрушения, т.е. позволяет моделировать такие воздействия как прогрессирующее разрушение).

В результате расчета панельного здания выдается деформированная схема, изополя и мозаики напряжений и усилий в стыках и отдельных связях по закладным. Кроме того, используя новый функционал версии Лира-САПР 2017 «Расчет каменных и армокаменных конструкций», можно получить суммарные нагрузки на отдельные стеновые панели, как на бетонные простенки, что существенно облегчает последующую проверку несущей способности панелей.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. СП «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» (Проект, Вторая редакция).
2. Пособие по проектированию жилых зданий Вып. 3 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). М. 1989 г.
3. СН 321-65 «Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов».
4. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Выпуск 1 Жесткостные характеристики. М. 1974 г.
5. ВСН 32-77 «Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий».
6. СТО 36554501-026-2012 «Рекомендации по расчету и конструированию жилых крупнопанельных домов на тросовых петлевых соединениях и многопустотными плитами».
7. Шапиро, Г.И. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания / Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев // Журнал «Промышленное и гражданское строительство». – 2004. – №12.
8. Шапиро, Г.И. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП / Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов, Р.В. Юрьев // Журнал «Промышленное и гражданское строительство». – 2007. – №6.
9. Коршунов, А.Н. . Сочетание в одной крупнопанельной блок-секции узкого и широкого шагов поперечных несущих стен» / А.Н. Коршунов // Журнал «Жилищное строительство». – 2016. – № 10 2016 г.

## К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ANSYS ДЛЯ РЕШЕНИЯ КОНТАКТНЫХ ЗАДАЧ В СОЕДИНЕНИЯХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Зинкевич И.В., Сидорук К. С.

**ВВЕДЕНИЕ.** В последнее время, особенно после введения в действие на территории РБ Европейских норм для проектирования стальных конструкций, возникает необходимость определения несущей способности отдельных элементов и деталей на основе испытаний [1]. Это не всегда возможно, особенно в условиях реального проектирования. Примером сказанного может служить определение сопротивления вытяжных заклепок срезу. В этих условиях, альтернативой видится проведение численного моделирования работы таких элементов под нагрузкой. Хотя и данная задача не является простой и предусматривает наличие контакта между различными телами, но подобного рода задачи часто встречаются в машиностроении. Наиболее подходящим инструментом для решения задач подобного рода является ANSYS.

### *Моделирование соединений на вытяжных заклепках*

Для построения численной модели сжатых стержней вычислительный комплекс ANSYS v 16.1. Этот комплекс позволяет решать задачи механики методом конечных элементов (FEM) в нелинейной постановке.

Моделирование соединения производилось объёмными тетраэдрическими конечными элементами. Для описания упруго-пластических свойств материала использовалась билинейная диаграмма (диаграмма Прандля с упрочнением). На рисунке 1 представлена геометрическая модель соединения.

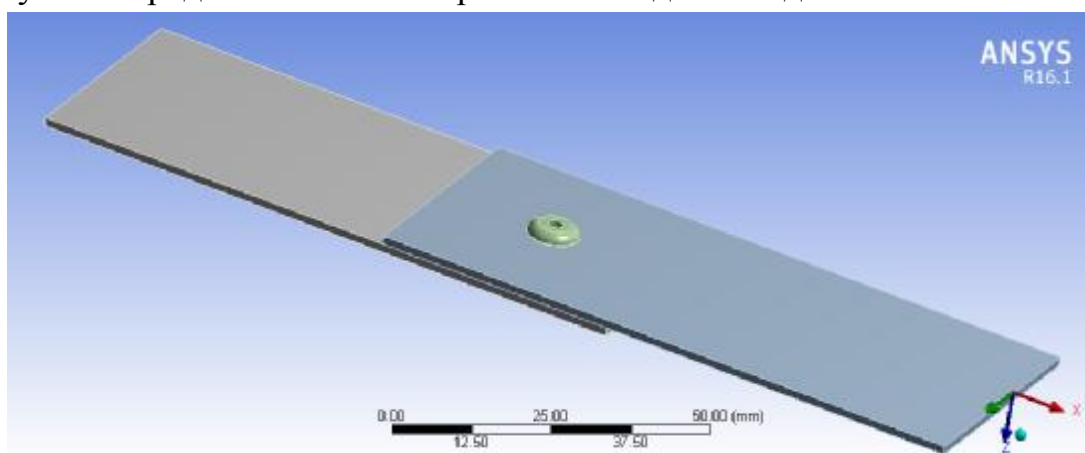
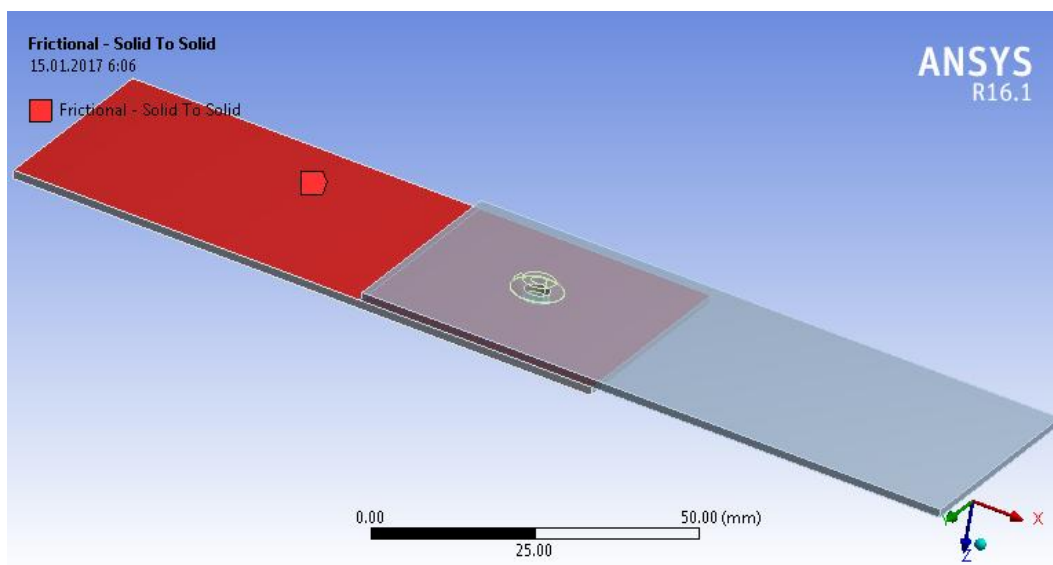


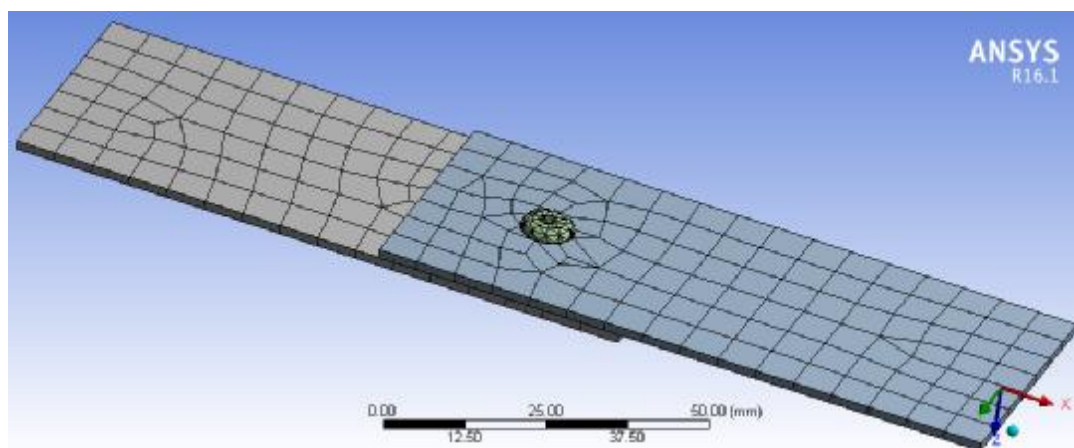
Рисунок 1 – Геометрическая модель соединения

Контакт соединяемых элементов описывался специальными контактными поверхностями. Пример контакта листов приведен на рисунке 2.

Разбивка модели на конечные элементы производится программой автоматически. Для более точного решения сетка заклепки сгущается. Конечно-элементная модель представлена на рисунке 3.

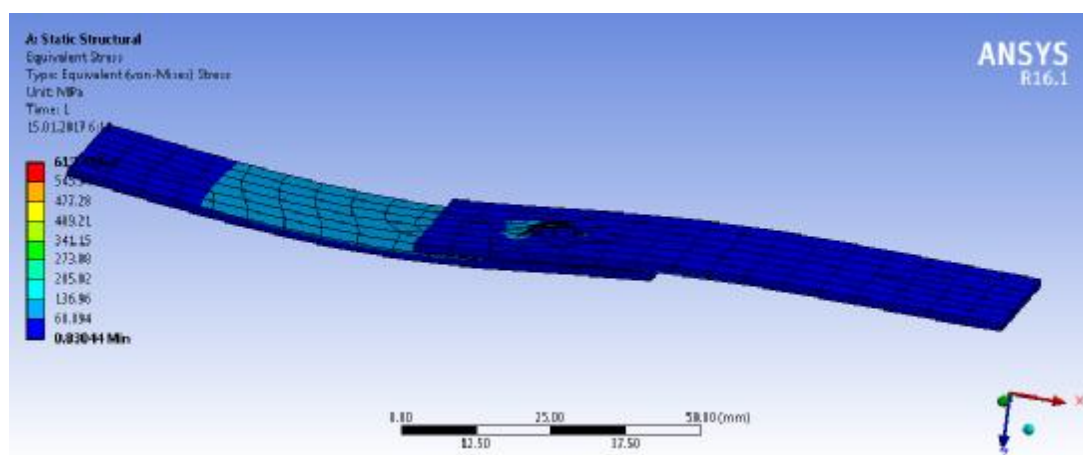


**Рисунок 2 – Пример контактной поверхности**



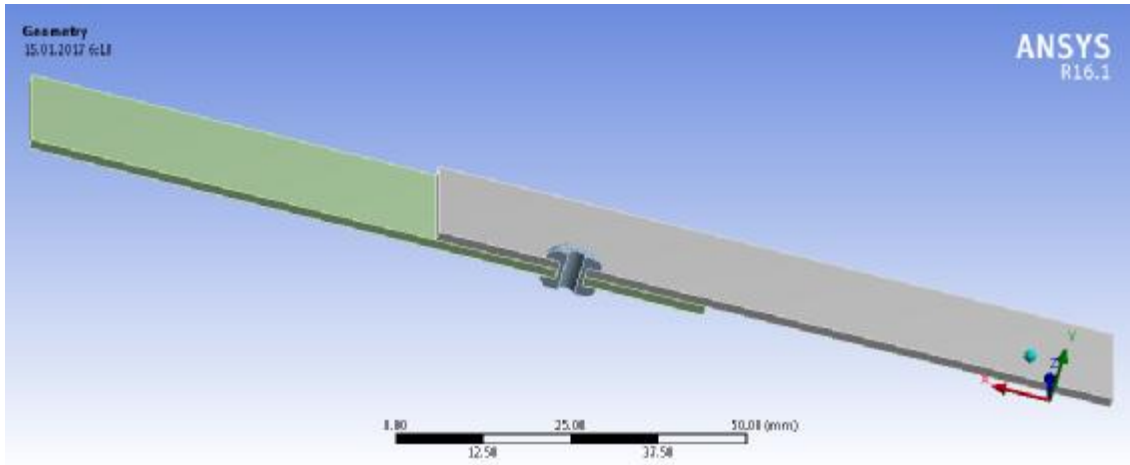
**Рисунок 3 – Конечноэлементная модель**

На рисунке 4 приведена деформированная модель с изополями эквивалентных напряжений Мизеса.

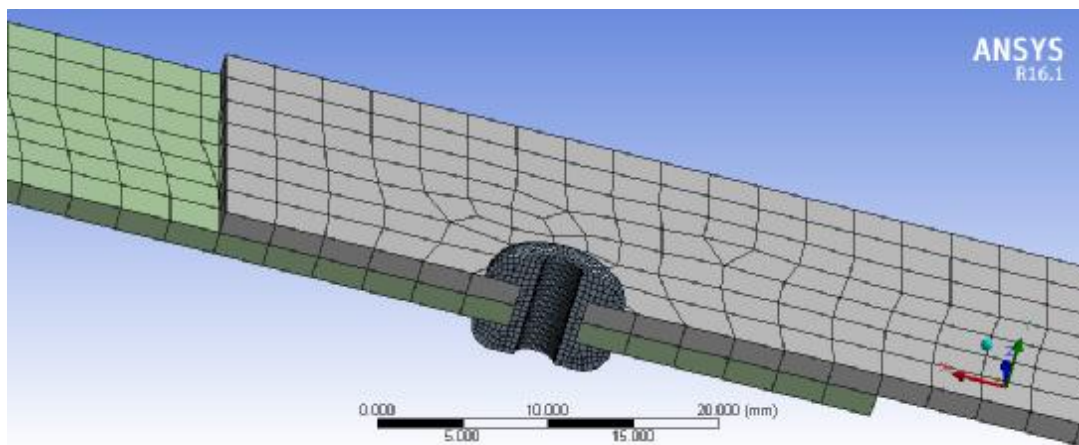


**Рисунок 4 – Деформированная модель с изополями эквивалентных напряжений**

Для сокращения времени расчетов в физически-нелинейной постановке и повышения наглядности, в дальнейшем использовалась симметрия и рассматривалась половина модели (рисунок 5, 6).

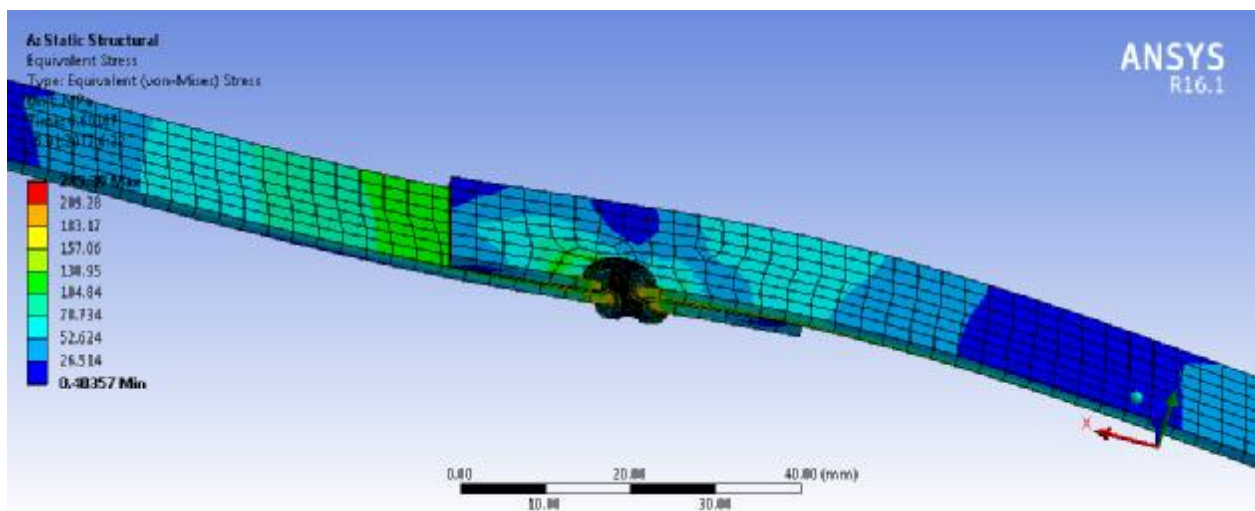


**Рисунок 5 – Геометрическая модель с использованием симметрии**



**Рисунок 6 – Конечноэлементная модель с использованием симметрии**

Некоторые характерные результаты расчета для нагрузки, предшествующей разрушению модели (0.60167 от приложенной нагрузки от нуля до максимума 2200 Н) приведены на рисунках 7-9.



**Рисунок 7 – Деформированная модель в предельном состоянии**

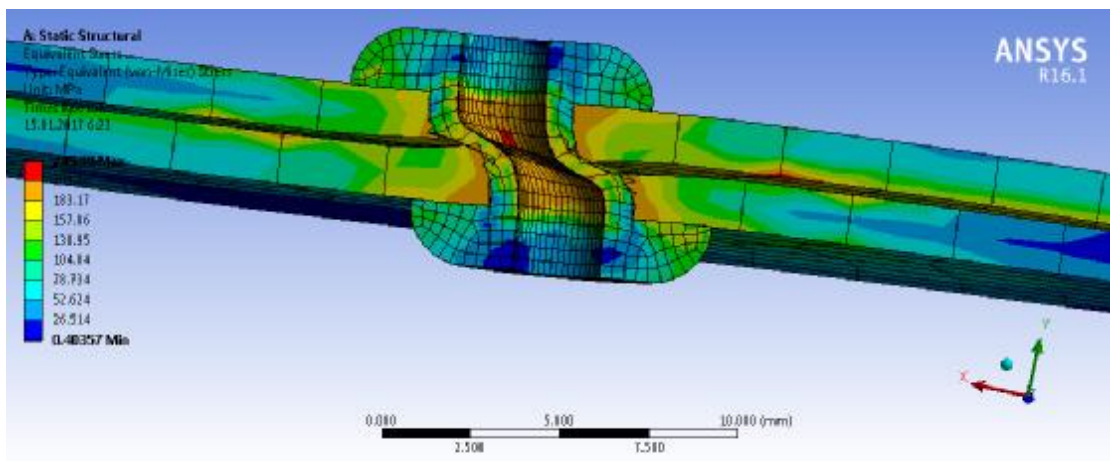


Рисунок 8 – Эквивалентные напряжения в предельном состоянии

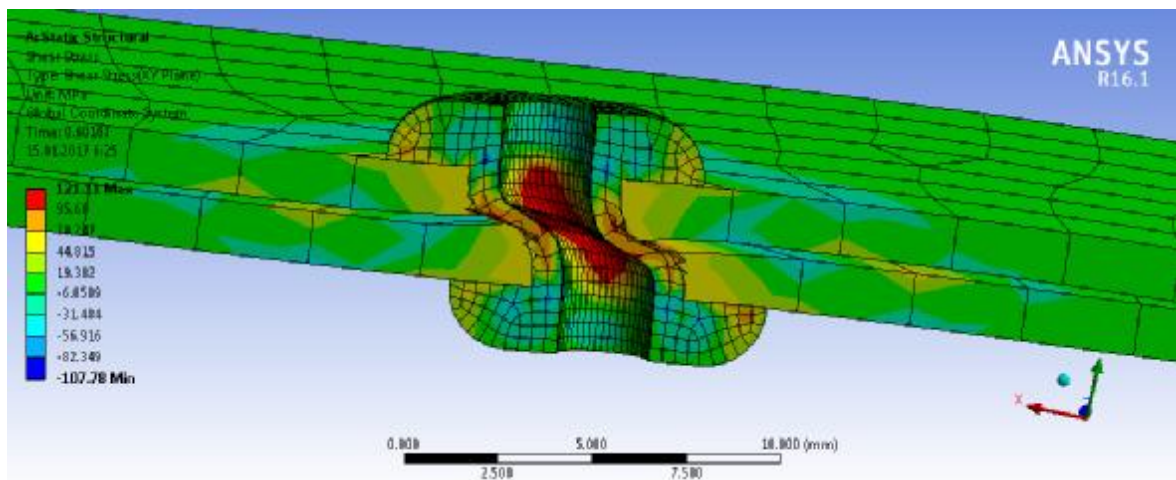


Рисунок 9– Перерезывающие напряжения в предельном состоянии

На рисунке 10 приведена диаграмма усилие-деформация.

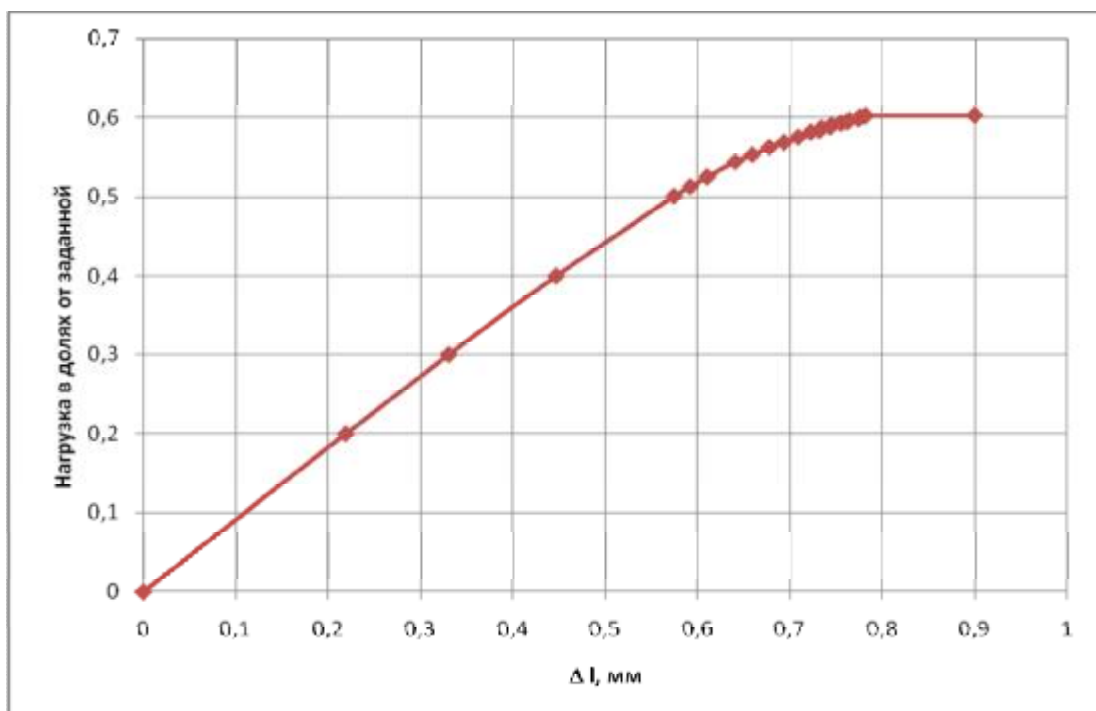


Рисунок 10– Диаграмма усилие – перемещение

Таким, образом, предельное усилие, воспринимаемое заклепкой из условия среза составило 1320 Н. Усилия, при которых разрушались такие заклепки из-за среза, полученные в результате испытаний, приведены в таблице 1.

Таблица 1

№ образца	Диаметр, мм	Толщина скрепляемого материала, мм		$N_{max}$ , Н	$\delta_{max}$ , мм	Тип отказа при $N_{max}$
	d	t1	t			
1	3	4	5	9	10	11
1	4.0	1.35	1.35	2159	3.21	срез
2	4.0	1.35	1.35	2314	2.55	срез
3	4.0	1.35	1.35	2060	3.22	срез
4	4.0	1.35	1.35	2056	2.81	срез
5	4.0	1.0	1.0	2064	2.46	срез
6	4.0	1.0	1.0	1985	2.55	срез
7	4.0	1.0	1.0	2059	2.3	срез

Из анализа результатов видно достаточно удовлетворительное их соответствие. Более высокие значения экспериментальных усилий могут быть объяснены упрощенной диаграммой деформирования стали, принятой в расчетах, а также вливанием оставшейся части сердечника заклепки.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ТКП EN 1993-1-3-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов. – Минск: МАиС РБ, 2010. – 114 с.

## ВЛИЯНИЕ МОДИФИЦИРОВАНИЯ БЕТОНОВ НА ПРОЧНОСТЬ КОНТАКТНЫХ ШВОВ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Калитуха В. В., Костюрина К. А., Кремнева Е. Г.

*Показывается большое количество модифицирующих добавок, используемых в строительстве. Рассматривается влияние модифицирования бетонов на прочность контактных швов составных конструкций, на примере гиперпластификатора Стахемент-2000М.*

В современном строительстве широко используются на практике модифицированные бетоны. С их помощью можно повысить подвижность бетонной смеси, не прибегая при этом к увеличению количества воды затворения, увеличить прочность и водонепроницаемость элементов конструкции, повысить коррозионную стойкость и морозостойкость. Таким образом, применение модифицирующих добавок оказывает положительное влияние на структуру, что позволяет повысить качество бетонных работ, снизить трудоемкость и энергозатраты.

Наибольший интерес на сегодняшний день представляют гиперпластификаторы. Так как их действие обеспечивается за счет преобладающего стерического эффекта, в результате которого происходит уменьшение трения составляющих бетонной смеси.

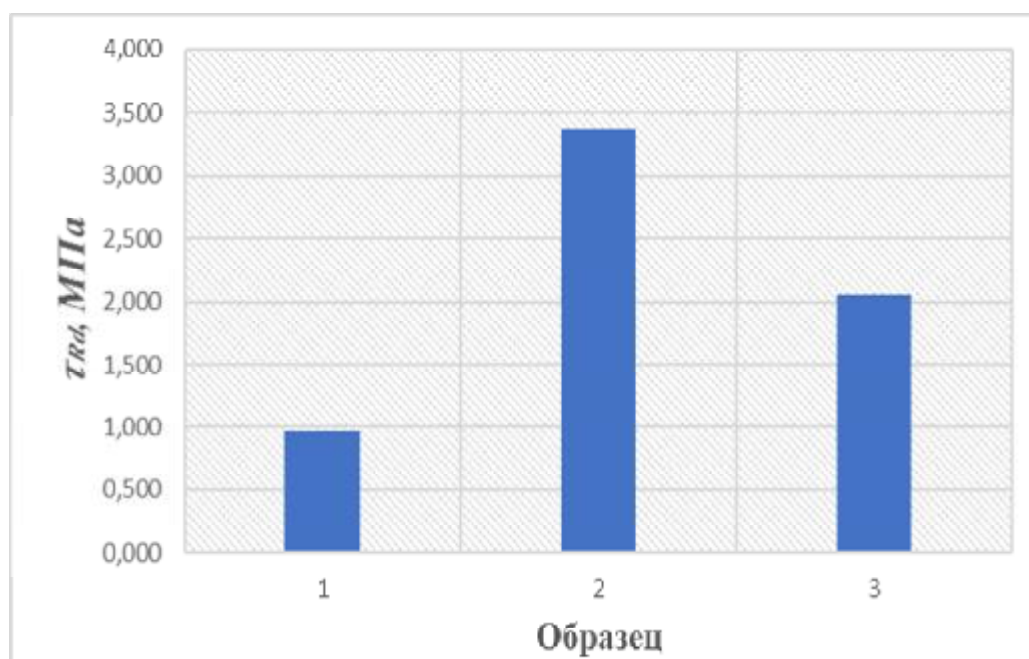
В виду широкого применения модифицированных бетонов как в монолитном и сборном строительстве, так и при реконструкции, большое значение приобретает вопрос влияния модификаторов на прочность контактного шва. Исследования надежного соединения нового и старого бетона, сборного и монолитного, получили широкое распространение как в Беларуси, так и за рубежом, в трудах ученых научно-исследовательских, проектных и учебных институтах и др. [1 – 9]. Однако, вопрос влияния модификаторов на прочность сцепления контактного шва еще до конца не изучен. Пластифицирующий эффект модифицирующих добавок заключается в облегчении взаимного скольжения частиц, окруженных гидратной оболочкой, по отношению друг к другу, и он усиливается с увеличением концентрации вводимого модификатора [1, 5]. Однако неизвестно какое влияние это окажет на адгезионные свойства бетонов.

На базе Полоцкого государственного университета на протяжении более 10 лет проводится ряд исследований влияния модификаторов на прочность контактного шва, исследования проводились с бетонами модифицированными добавками СПС, Суперпласт РТ, Стахемент F, Стахемент-2000М и др. [1, 2, 5]. Анализ этих работ подтверждает тот факт, что введение в бетонную смесь модификаторов благоприятно сказывается на прочности контактного шва по сравнению с бездобавочными бетонами, и концентрация модификатора оказывает влияние на прочность контактного шва. По данным этих исследований можно заметить, что при применении модификатора СПС прочность контакт-

ного шва увеличилась по сравнению с бездобавочными образцами при концентрации модификатора в количестве 0,7% от массы цемента, в то время как увеличение концентрации до 1,0% не дало значительного повышения прочности [1], схожие результаты были получены с применением суперпластификатора С-3 [7]. Для модификаторов Стахемент F и Суперпласт РТ повышение прочности контактного шва показали образцы с концентрацией добавки в количестве 0,51% от массы цемента, по сравнению с бездобавочными [5]. На основании вышесказанного можно заключить, что существует оптимальная концентрация модифицирующей добавки, при которой прочность контактного шва наибольшая, однако в виду различного химического состава эти дозировки отличаются.

Так в Полоцком государственном университете проводятся исследования для определения влияния гиперпластификатора СТАХЕМЕНТ-2000М на прочность контактного шва составных бетонных конструкций и подбора оптимального соотношения модификаторов к массе цемента. Испытания проводились на П-образных составных элементах [4]. Технология изготовления составных конструкций заключалась в следующем: к сборному бетону на подготовленную поверхность контакта намоноличивался новый бетон. Опалубка устанавливалась так, что при бетонировании участков контактная поверхность находилась в вертикальном положении. Предварительно поверхность в зоне контакта зачищалась путём снятия цементного молока. Зона контакта перед намоноличиванием увлажнялась. Бетон укладывался на влажную поверхность с послойным уплотнением штыкованием. Испытания проводились на образцах с процентным содержанием модификаторов 0,4, 0,7 и 1,0.

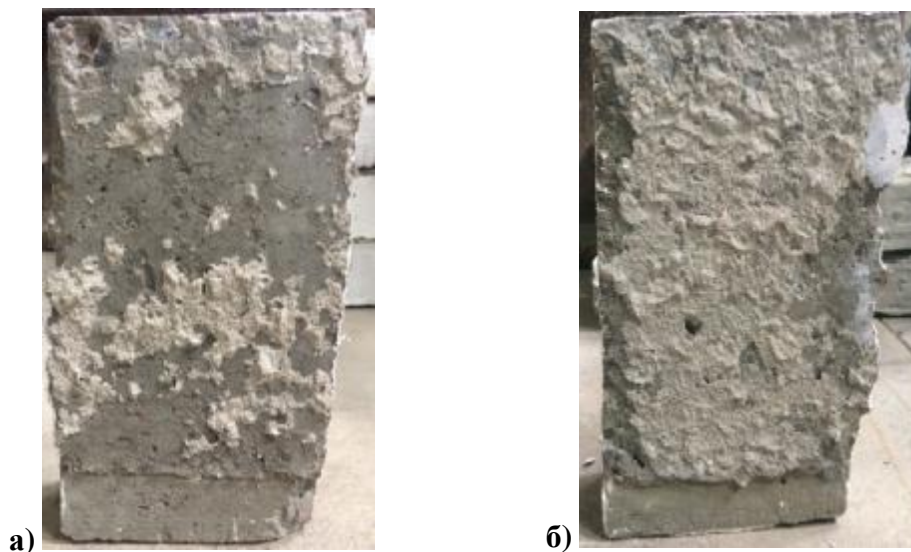
При проведении исследований определялась прочность контактного шва, а также изучался характер разрушения опытных образцов. Результаты представлены на гистограмме (рисунок 1).



**Рисунок 1 – Прочность шва в зависимости от концентрации модификатора  
1 образец – 0,4%; 2 образец – 0,7%; 3 образец – 1,0%.**



Анализ характера разрушения показывает, что все образцы разрушились по контакту сборного бетона и бетона намоноличивания (рисунок 2). Разрушение во всех случаях носило резкий и хрупкий характер.



**Рисунок 2 – Общий вид разрушения образцов:**  
а) с использованием добавки в количестве 0,4%, б) с использованием добавки в количестве 0,7%.

По итогам эксперимента было выявлено, что у образцов с добавлением гиперпластификатора СТАХЕМЕНТ-2000М в количестве 0,7% от массы цемента поверхность сборного бетона отличалась большим количеством приставших частиц бетона намоноличивания, в сравнении с концентрациями 0,4% и 1,0%.

Данные исследования показали, что при использовании добавки Стахемент-2000М в количестве 0,7% от массы цемента прочность контактного шва увеличивается более чем в 1.5 раза по сравнению с образцами, имеющими концентрацию 0,4% и 1,0%. Такое повышение прочности позволяет снизить затраты на конструктивно-технологические мероприятия связанные с обработкой поверхности сборного бетона. С целью уменьшения трудовых затрат можно ограничиться простой очисткой поверхности со снятием цементного молока.

Однако для больших объемов работ применение модифицирующих добавок может оказаться весьма затратным и не целесообразным, не смотря на экономию на конструкторско-технологических мероприятиях, так как стоимость модификаторов достаточно велика [11]. Рациональным решением данной проблемы может оказаться применение пропиток и прослоек, в том числе модифицированных. Однако этот вопрос требует детального изучения. Для этих целей было проведено дополнительное исследование влияния пропитки Тайфун Мастер №100 на прочность контактного шва составных конструкций, модифицированных гиперпластификатором Стахемент-2000М в количестве 0,7% от массы цемента. Результаты исследования показали, что пропитка не повысила прочность контактного шва по сравнению с такими же по составу образцами, но без пропитки.

**Вывод.** Применение бетонов, модифицированных добавками СПС, С-3, Суперпласт РТ, Стахемент F и Стахемент-2000М, повышает прочность сцепления в контактном шве при использовании определенных дозировок модифицирующей добавки. Для Стахемент-2000М, такая дозировка может составлять 0,7% от массы цемента.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Чикалина, О.П. Кремнева, Е.Г. Об использовании модифицированных бетонов при усилении железобетонных конструкций. Вестник Полоцкого государственного университета. Серия В. Прикладные науки. N 6 - 2004.
2. Калитуха, В. В. Прочность контактного шва железобетонных составных конструкций: Автореф. маг.дис. ...маг. тех. наук – Новополоцк, 2017.
3. Гвоздев, А.А., Васильев, А.П., Дмитриев С.А. Изучение сцепления нового бетона со старым в стыках железобетонных конструкций и рабочих швах. – М.: ОНТИ, 1936.
4. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. — М.: Стройиздат, 1990.
5. Е. В. Хаменок, Е. Г. Кремнева. Контактные швы в железобетонных составных конструкциях - Вестник ПГУ. – Серия F 2011.
6. А. Г. Доля, В. В. Тодирика, В. В. Волынский, Д. И. Бородай. Ремонт поврежденных поверхностей бетонных и железобетонных изделий. Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, ООО «ВП Мост», ГП «Научно исследовательский институт строительных конструкций», 2010.
7. Юкневечюте Я. А., Клевцов В. А., Богачюнас В. М. «Предложения по расчету усилий изгибаемых и сжатых конструкций, находящихся под нагрузкой, для пособия по проектированию железобетонных конструкций при реконструкции». НИИЖБИ, 1980г.
8. В.И. Торкатюк, Н.М. Золотова. Склеивание старого бетона с новым. Харьковская государственная академия городского хозяйства. Научно-технический сборник №42. Коммунальное хозяйство городов, 2002.
9. Хаменок, Е. В. Прочность контактного шва железобетонных составных конструкций: автореф. маг. дис. ...магистра тех. наук – Новополоцк, 2011.
10. Строительные материалы в Беларуси. [Электронный ресурс] URL: [http://deal.by/Plastifikator-dlya-betona.html?no\\_redirect=1](http://deal.by/Plastifikator-dlya-betona.html?no_redirect=1)(дата обращения 28.02.2017)

## ФОРМАТ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЁТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тур В. В., Тур А. В.

**Введение.** В соответствии с ТКП EN 1992 (EC2) [1] при проектировании по методу предельных состояний расчеты железобетонных конструкций следует производить с использованием идеализации как геометрических параметров, так и поведения конструктивного элемента (системы) при соответствующих сочетаниях воздействий (эффектов воздействий). При этом в 5.1.1(4)Р отмечается, что “степень идеализации должна соответствовать рассматриваемой проблеме”. В общем случае для идеализации поведения конструкции применяют следующие виды анализа:

- Линейно-упругий расчет;
- Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением;
- Пластический расчет, включая метод “подкосов и затяжек” (англ. *strut and ties method*);
- Нелинейный расчет.

В последние годы как при проектировании новых, так и при проверках предельных состояний существующих конструкций все более широкое применение получают нелинейные расчеты. Так, при проверках живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях адекватные решения могут быть получены только при применении нелинейного анализа. При этом критерий проверок предельного состояния формулируется не в терминах предельных усилий, а предельных перемещений [2].

Применение нелинейных расчетов в практике проектирования стало возможным с одной стороны, благодаря интенсивному развитию компьютерной техники, а с другой – в результате разработки программных продуктов, реализующих нелинейные расчетные процедуры.

Вместе с тем, действующее в настоящее время нормы проектирования конструкций [1] хотя и допускают возможность выполнения нелинейных расчетов, но содержат довольно ограниченные указания, как по их применению, так и трактовке полученных результатов расчета.

Формат безопасности и правила, содержащиеся в нормах проектирования конструкций, базируются, главным образом, на классических процедурах, использующих линейно-упругий анализ для определения эффектов воздействий с последующей проверкой отдельных критических сечений.

Нелинейный анализ по своей природе всегда является оценкой глобального типа, при котором все конструктивные элементы системы и их сечения находятся во взаимодействии. Как показано в ряде работ [3, 4] современные нормы проектирования не допускают прямого применения метода частных коэффици-

ентов при выполнении нелинейных расчетов, и, поэтому следует устанавливать новый формат безопасности, который с одной стороны позволяет обеспечить требуемый уровень надежности проектируемой конструктивной системы, а с другой стороны – максимально не искажает сверх допустимого реального физического поведения конструкции при выполнении расчетной процедуры.

Следует отметить, что как международные [5, 6], так и национальные [1, 7] нормы проектирования содержат предложения по регулированию уровня надежности при выполнении нелинейных расчётов с помощью т. н. глобального коэффициента безопасности (или сопротивления). При этом практически во всех случаях проблема сводится к одностороннему оцениванию надежности, когда устанавливают расчетные значения сопротивления без учёта изменчивости воздействий. В данном случае расчетное сопротивление выражают через значения воздействий, соответствующих рассматриваемому предельному состоянию.

Как было показано в работах [3, 8] проверка т. н. глобального сопротивления конструктивной системы (при применении глобального коэффициента), основанная на применении нелинейных расчетов, имеет следующие преимущества:

- 1) При выполнении нелинейных расчетов выполняют проверку всех типов сечений, а не только выбранных критических;
- 2) Формат глобальной безопасности позволяет получить информацию о конструктивной безопасности, пластической деформативности, и, в конечном итоге, о живучести конструктивной системы в целом, что недоступно при выполнении классических проверок отдельных критических сечений.

Следует подчеркнуть, что сформулированные выше оптимистические утверждения следует принимать с определенной долей осторожности.

Это связано с тем, что при выполнении нелинейных расчетов существует довольно много аспектов, требующих соответствующей инженерной оценки. Так, например, следует ясно ориентироваться в организации процедуры нелинейного расчета, реализованной в расчетном комплексе, а так же принятых критериях и ограничениях. Следует отметить, что практически все действующие нормы, за исключением рекомендаций по проверке живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях (например, FEMA [9] или UFC [10]) не содержат соответствующих критериев, применяемых при традиционном проектировании.

Поэтому, на настоящем этапе нелинейные расчеты следует, очевидно, рассматривать как некоторый более совершенный, но дополнительный инструмент, который используют в тех случаях, когда применение простых стандартных методов расчета сечений является недостаточным и не дает полной информации о поведении конструктивной системы. Не следует забывать и о том, что нелинейный анализ является более затратным и требует привлечения для его выполнения специалистов более высокой квалификации.

Кроме того, одним из существенных недостатков метода является то, что при выполнении нелинейных расчетов не действует принцип суперпозиции и требуется выполнение отдельных нелинейных расчетов для каждой возможной комбинации воздействий.

В соответствии с [3] термин **глобальное сопротивление** (англ. global resistance) и используется для оценивания конструктивной системы на уровне более высоком, чем отдельные сечения. Следует сделать еще одну ремарку, прежде чем говорить о применении нелинейного анализа. Это связано с тем, что при применении данной процедуры рассматривается две группы задач:

1) **Нелинейный конечно-элементный анализ отдельных конструктивных элементов или простейших систем** (неразрезных балок, плоских рам и т. д.), когда предпринимают попытку физического моделирования поведения конструкции под нагрузкой с учетом трещинообразования, совместной работы арматуры с бетоном и т. д. Для этих целей применяют современные довольно мощные вычислительные комплексы (DIANA, ANSYS, ABAQUS, NASTRAN и т. д.).

Безусловно, в такой постановке крайне трудоемко моделировать поведение реальных конструктивных систем со сложными сопряжениями отдельных конструктивных элементов и фактическими схемами армирования. Очевидно, что в настоящее время к такому анализу можно относиться скептически, но принимать во внимание перспективы его развития в будущем. При этом такой нелинейный анализ чрезвычайно полезен, в частности, при решении задач локального сопротивления в узлах, контактных задач и т. д. при отсутствии обоснованных аналитических моделей.

2) **Нелинейный конечно-элементный анализ идеализированных конструктивных систем**, когда моделирование выполняется, например, на уровне стержневой аппроксимации. Такие расчеты являются более приближенными к практическому проектированию и позволяют находить, с определенной долей приближения, решения для реальных сложных конструктивных систем. Для железобетонных конструкций проблема решается, например, врезкой пластических шарниров.

При решении нелинейных задач этой группы отказ (или “разрушение”) идентифицируются: 1) в случае, когда угол поворота в пластическом шарнире превышает допустимые (предельные) значения из диаграммы “ $M - \theta$ ” для описания пластического шарнира; 2) образуется такое количество пластических шарниров, при котором элемент конструктивной системы или система в целом превращается в механизм. При этом следует рассматривать достижение любого из этих условий по принципу – “что достигается ранее”.

Возможно, что рациональным подходом следует считать применение задач первого типа (при условии, что они достаточно хорошо моделируют сопротивление железобетонного элемента) для получения диаграммы, описывающих поведение пластических шарниров (например, «момент-кривизна» или «момент-угол поворота»), применяемых на следующем уровне аппроксимации. Вместе с тем, как для задач первого, так и второго типа обязательным условием является обеспечение требуемого уровня надежности.

Следует отметить, что формат безопасности при выполнении нелинейных расчётов остаётся, по-прежнему, одной из наиболее обсуждаемых и противоречивых проблем теории надёжности и предлагаемые методы подвергаются постоянной модификации. Ниже рассмотрим некоторые из базовых методов, по-

средством которых обеспечивают требуемый уровень надёжности нелинейных расчётов.

**1. Метод частных коэффициентов.** В соответствии с требованиями ТКП EN 1990 [5] проверки предельных состояний следует выполнять применяя:

- 1) Полностью вероятностный метод;
- 2) Полувероятностный метод частных коэффициентов;
- 3) Расчёты, подкрепляемые результатами испытаний.

Практически все нормы, действующие в настоящее время, применяют для проверок предельных состояний метод частных коэффициентов.

В соответствии с п. 6.1(1)Р [5], “метод частных коэффициентов следует применять для подтверждения того, что во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях воздействий (эффектов воздействий) и моделях сопротивлений приняты расчетные значения базисных переменных”. При проверках предельных состояний несущей способности (ULS) это условие в общем случае выражается критерием:

$$E_d \leq R_d; \quad (1)$$

$$E_d = E \{ g_{F,i} F_{rep,i}; a_d \}; i \geq 1 \quad (2)$$

$$R_d = R \left\{ h_{F,i} \frac{f_{k,i}}{g_{M,i}}; a_d \right\}; i \geq 1 \quad (3)$$

$$g_{F,i} = g_{E,d} \cdot g_{f,i} \quad (4)$$

$$g_{M,i} = g_{R,d} \cdot g_{m,i} \quad (5)$$

В выражения (1)..(5):

$E_d, R_d$  – соответственно расчетные значения эффекта воздействия и сопротивления;

$F_{rep,i}$  – репрезентативное значения воздействия ( $y_d F_{k,i}$ );

$g_{Ed}$  – частный коэффициент, учитывающий неопределенности:

а) расчетной модели, используемой для определения эффекта воздействия; б) моделирования изменчивости собственного воздействия.

$g_{Rd}$  – частный коэффициент, учитывающий неопределенности (ошибки моделирования) модели сопротивления;

$g_{md}$  – частный коэффициент, учитывающий отклонение прочности материала от его характеристического значения. Значение частных коэффициентов  $g_{F,i}, g_{M,i}$  калибруют для установленного уровня надёжности, выраженного в нормированной вероятностью отказа  $p_f$  или соответствующего ей целевого значения индекса надёжности  $b_{tag}$ , по правилам, изложенным в приложении С к ТКП EN 1990 [5].

Нормы ограничивают применение метода частных коэффициентов при выполнении нелинейных расчетов. Так, в разделе 6.2 ТКП EN 1990 [5] содержится следующая запись: “для нелинейных расчетов и расчетов на усталость следует применять подробные правила, изложенные в соответствующих час-

тях EN 1991 – EN 1999”. Следует отметить, что в окончательной версии ТКП EN 1992 [1] названные правила после ряда изменений так и не были окончательно сформулированы. Так, с одной стороны, в п. 3.1.5(1) [1] приводится аналитическое описание диаграммы деформирования для бетона « $s_c - e_c$ » со средними величинами (значениями) параметрических точек, которую следует применять при нелинейных расчетах конструкций, хотя подобная диаграмма для арматурной стали отсутствует.

Принятие “средней” диаграммы для бетона является вполне обоснованным опираясь на п.5.7.4(3) Р[1]: “при выполнении нелинейных расчетов следует использовать характеристики материалов, которые позволяют наиболее реально отобразить жесткостные характеристики конструкции, но учитывают погрешности (неопределённости) расчётной модели, описывающей разрушение”. Представленное требование приводит, по-существу, к оцениванию средних сопротивлений конструкции. Следует отметить, что в ряде предварительных версий EN 1992-1-1[1] критерии метода частных коэффициентов были записаны отдельно для проверок, основанных на расчётах сечений (см. ф. (1)...(5)) и нелинейных расчетов конструкций в виде:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} (f_{cm}, f_{yR}, f_{p,R} \dots a_d), \quad (6)$$

где  $f_{cm}$  – средняя прочность бетона;

$f_{yR} = 1,1 f_{yk}$  – средняя прочность арматуры;

$f_{pR} = 1,0 f_{pk}$  – средняя прочность напрягающих элементов;

$\gamma_R$  – глобальный коэффициент безопасности, устанавливаемый статический калибровый (например, в СНБ 5.03.01 было принято  $\gamma_R = 1,35$  по результатам исследования [11]).

К сожалению, окончательная версия EN 1992-1-1 [1], выдержавшая голосование, содержит только общие фразы, относящиеся к проверкам предельных состояний при применении нелинейных расчётов. Кроме того, трудно объяснить с точки зрения физического моделирования включение в окончательную редакцию EN1992-1-1 [1] требования проверки углов поворота в пластическом шарнире при выполнении ограниченного перераспределения базируясь на расчётных ( $f_{cd}, f_{yd}$ ), а не средних ( $f_{cm}, f_{ym}$ ) (как это было практически во всех промежуточных версиях документа) характеристиках свойств материалов.

Очевидно, не требует дополнительного обсуждения и тот факт, что нелинейный анализ, базирующийся на расчётных характеристиках прочности, представленных экстремально низкими значениями имеющих очень низкую вероятность появления, и не отражающих реальных свойств материала, может не только приводить к нереалистичным перераспределениям эффектов воздействия (внутренних усилий) но и изменять форму разрушения. Данный подход может приводить к небезопасному результату.

Кроме того, применение диаграмм деформирования материалов с расчётными значениями прочностей (параметрических точек диаграмм) приводит к искажению матрицы жесткости конечно-элементной модели.

**2. Вероятностный метод.** Расчётное сопротивление  $R_d$  может быть оценено с применением вероятностного подхода в соответствии с общим форматом безопасности [5]. В рамках вероятностного подхода функция сопротивления  $r(r)$  формулируется с использованием нелинейной модели железобетона. Безопасность следует оценивать, опираясь на нормируемое целевое значение индекса надёжности  $\beta_{tag}$  или связанной с ним вероятности отказа  $p_f$ , значения которых для соответствующего класса (RC) приведены в ТКП EN 1990 [5].

В расчётах учитывается статистическая изменчивость характеристик свойств материалов, геометрических характеристик, неопределённости (ошибка моделирования) собственно принятой модели сопротивления. В соответствии с положениями вероятностного метода т. н. глобальное расчётное сопротивление может быть выражено:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(\alpha_R \beta_{tag}), \quad (7)$$

где  $R(\alpha_R \beta_{tag})$  – сопротивление, соответствующее заданному уровню надёжности (целевому индексу надёжности  $\beta_{tag}$  согласно [1]) с учётом понижающего коэффициента  $\alpha_R$  (коэффициент чувствительности при одностороннем оценивании сопротивления при отдельной оценке безопасности согласно ТКП EN 1990 [1]);

$\gamma_{Rd}$  – частный коэффициент, учитывающий несовершенства расчётной модели сопротивления.

В общем случае вероятностный анализ базируется на симуляции случайных выборок и может быть представлен следующими этапами:

(1) Формулирование нелинейной численной модели сопротивления. Такую модель описывают, как правило, функцией сопротивления  $r(r)$ , которая позволяет выполнять детерминистический расчёт сопротивления для конкретного набора входных значений базисных переменных.

(2) Рандомизация или случайный выбор входных переменных из соответствующих функций плотности распределения вероятностей (или генерированной базы данных) характеристик свойств материалов, геометрических размеров, ошибок моделирования, граничных условий и т. д. Кроме того, входные данные могут включать некоторые параметры, которые не входят в функцию эффектов воздействий  $e(e)$ .

Базисные переменные задают соответствующими функциями плотности распределения вероятности со своими статистическими параметрами (среднее значение, стандартное отклонение и т. д.). Рандомизация может быть выполнена двумя способами: (1) при использовании случайных переменных, когда входные параметры рассматривают как константы в пределах одной конструкции; или (2) случайных полей, когда параметр случайным образом изменяется ещё и в пределах одной конструкции. При этом следует рассматривать соответствующую корреляцию переменных. Так, например, считаем, что прочность бетона изменчива, но одинакова для всех сечений конструкции (способ 1) или



прочность бетона изменчива, кроме того, и во всех локальных сечениях по длине конструкции (способ 2).

(3) Выполняют вероятностный расчет, применяя, например, симуляцию Монте-Карло. Результаты расчёта позволяют получать функцию распределения плотности вероятности сопротивления со своими статистическими параметрами.

(4) Определяют расчётное сопротивление из функции распределения сопротивления при целевом индексе надёжности  $\beta_{tag}$ . Согласно ТКП EN 1990 [5] при  $\alpha_R = 0,8$ ,  $\alpha_R \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04$ . Это соответствует вероятности отказа  $p_f \cong 10^{-3}$ .

Необходимо отметить, что вероятностное моделирование хотя и позволяет напрямую рассчитать расчётное значение сопротивления  $R_d$ , но является достаточно трудоёмкой процедурой, требующей не только существенных затрат времени, но и соответствующей подготовки специалистов. Очевидно, что полностью вероятностный подход может быть применён для калибровок значений глобального коэффициента, но не в практическом проектировании.

**3. Методы глобального сопротивления.** При применении метода глобального сопротивления к оцениванию результатов нелинейных расчётов формат безопасности выражают следующим образом:

$$\sum_i \gamma_G \cdot G_{ki} + \sum_j \gamma_Q \cdot Q_{kj} \cdot \psi_{oj} \leq \frac{F_m}{\gamma_{GL}}, \quad (8)$$

где  $F_m$  – максимальное значение прямого/непрямого воздействия, получаемое из нелинейного расчёта. По-существу, это значение представляет собой сопротивление  $R_m$ .

$\gamma_{GL}$  – глобальный коэффициент.

В соответствие с общим подходом, нелинейный анализ следует выполнять с “реальными” (наиболее вероятными) значениями базисных переменных, применяя для описания свойств материалов диаграммы деформирования со средними плотностями ( $f_{cm}, f_{ym}$ ). Вместе с тем, значения глобального коэффициента  $\gamma_{GL}$  рекомендовано [3, 8] определять двумя различными способами в зависимости от формы разрушения (по растянутой арматуре или по сжато-бетону).

При разработке данного метода был предложен ряд модификаций, среди которых можно выделить два основных [4, 8], базирующихся на использовании средних значений прочностей материалов, но по-разному представляющие глобальные коэффициенты в выражении (8).

Так, согласно [4] формат безопасности предложено выражать:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R \left( \varepsilon_{s1}, \rho_{tot}, \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)}, \quad (9)$$

а согласно [8]:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R(x/d)}. \quad (10)$$

В предложениях Mancini [4] проверку предельных состояний несущей способности при выполнении нелинейных расчётов рекомендовано производить, пользуясь критерием:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(q_u)}{\gamma_{GL}} = \frac{R(q_u)}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{gl}}, \quad (11)$$

где  $q_u$  – максимальное значение воздействия, полученное из нелинейного расчёта при пониженной прочности бетона на сжатие ( $f_{cm} \cong 0,85 f_{ck}$ ) и средней прочности арматурной стали.

Ошибки моделирования в явном виде выражены коэффициентом  $\gamma_{GL} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{gl}$ , в котором  $\gamma_{Rd} = 1,08$  представляет коэффициент, учитывающий несовершенство модели и  $\gamma_{gl}$  – глобальный коэффициент сопротивления, учитывающий собственно изменчивость базисных переменных.

По отношению к методу глобальных коэффициентов можно сделать три основных замечания:

1. Глобальный коэффициент безопасности применяют к воздействиям, минуя рассмотрение эффектов воздействий (внутренних усилий) и соответственно без дополнительного анализа поведения конструкций;

2. Формат безопасности, применяемый на уровне воздействий, не соответствует концепции полувероятностного метода частных коэффициентов, при котором выполняют проверку детерминистических неравенств вида (1).

3. Не учитываются неопределённости как модели сопротивления, так и модели воздействий (эффектов воздействий) несмотря на то, что они имеют фундаментальное значение при выполнении нелинейных расчётов.

Допущение о том, что сопротивление железобетонного элемента подчиняется логнормальному (LN) распределению в основном принято научным сообществом. Вместе с тем, эта базовая гипотеза неоднократно подвергалась критике. Так, например, в работах Henriques и др. [12] показано, что даже при анализе простых моделей сопротивления для железобетонных конструкций, имеющих одну преобладающую форму разрушения (при изгибе или при осевом сжатии), функция распределения плотности вероятности сопротивления отличается от принятой логнормальной и зависит от количества растянутой арматуры.

Анализируя представленный метод можно сделать следующие замечания:

- 1) глобальный коэффициент сопротивления  $\gamma_G$  не является постоянным для различных задач;
- 2) логнормальное распределение (LN) не корректно представляет сопротивление.

**3. 1 Метод коэффициента глобального сопротивления.** Данный метод приведён в EN 1992 [1] и новой версии кодекса-образца Model Code 2010 (MC 2010) [6]. В соответствии с этим методом расчётное сопротивление выражают следующим образом:

$$R_m = \frac{r(f_m, \dots, a_d)}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}. \quad (12)$$

Функция нелинейного сопротивления элемента  $r$  содержит средние значения прочностных характеристик материалов, которые выражены следующим образом:

- для арматурной стали

$$y_m = 1,1 f_{yk}, \quad (13)$$

где  $f_{yk}$  – характеристическое значение прочности арматуры;

$f_{cm}$  – средняя прочность бетона (пониженное значение)

Принимая согласно [1] значения частных коэффициентов  $\gamma_s = 1,15$ ,  $\gamma_c = 1,5$ , значение средней прочности получено:

$$f_{cm} \cong 0,85 f_{ck}. \quad (14)$$

Значения частных коэффициентов  $\gamma_R$  и  $\gamma_{Rd}$  принятые в МС2010 [6] составляют соответственно 1,2 и 1,06, а глобальный коэффициент  $\gamma_{GL} = 1,2 \times 1,06 = 1,27$ .

Обоснование принятому подходу приведено в работах [3, 4]. На рис. 1 показаны функции плотности распределения вероятности прочности для стальной арматуры и бетона (в относительных единицах прочности  $f_i/f_{d,i}$  – по горизонтальной оси). Принято, что расчётные значения прочности для арматурной стали и бетона имеют равные вероятности (это вытекает из принятых калибровок по EN 1990 [5]). Учитывая, что расчётные значения описывают квантили одного порядка, их относительные значения соответствуют точке 1 на рис. 1. Расчётные значения сопротивления арматуры выведены при частном коэффициенте  $\gamma_s = 1,15$  ( $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ ), а средние значения приняты равными  $f_{ym} = 1,1 f_{yk}$ .

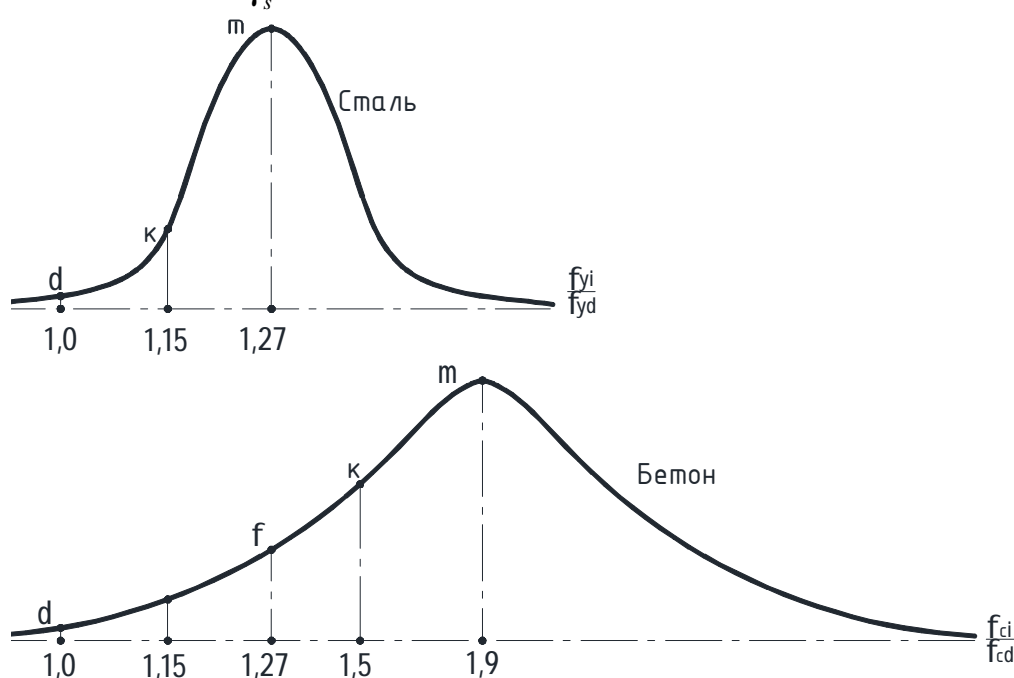


Рисунок 1 – Концепция обеспечения надёжности по МС 2010 и EN 1992-2 согласно [3]

В данном случае глобальный коэффициент безопасности для сопротивления при разрушении по растянутой арматуре:

$$\gamma_{GL}^{steel} = 1,1 \times 1,15 = 1,27$$

по сжатою бетону:

$$\gamma_{GL}^{concrete} = 1,1 \times 1,5 = 1,65.$$

Для того чтобы получить равные значения глобальных коэффициентов  $\gamma_{GL}$  для разрушения по растянутой арматуре ( $\gamma_{GL}^{steel}$ ) и сжатою бетону ( $\gamma_{GL}^{concrete}$ ) и исключить необходимость анализа прогнозируемой формы разрушения, авторы [3, 12] вводят в МС 2010 [6] формальную величину “средней” прочности бетона, лишенной полностью физического смысла (см. рис. 1):

$$\gamma_{cm} = \frac{1,1\gamma_s}{\gamma_c} \cdot f_{ck} \cong 0,85f_{ck} \quad (!) \quad (15)$$

В этом случае глобальный коэффициент

$$\gamma_{GL}^{concrete} = \frac{f_{cm}}{f_{cd}} = \frac{0,85f_{ck}}{f_{ck}/1,5} = 1,27.$$

Следует ещё раз подчеркнуть, что полученное пониженное значение  $\gamma_{cm} \cong 0,85f_{ck}$  не только не является средней прочностью в представлении метода предельных состояний, но и вносит существенные погрешности в результаты расчётов, особенно когда нелинейный расчёт опирается на корректировку жесткостных характеристик элементов.

**3.2 Метод оценивания коэффициента вариации сопротивления (ЕCOV).** Метод предложен в работах [3, 12] и базируется на утверждении о том, что сопротивление конструкции подчиняется некоторой функции распределения плотности вероятности, для которой коэффициент вариаций может быть определён, опираясь на средние  $R_m$  и характеристические значения  $R_k$  сопротивления.

Принимая согласно [3] логнормальный закон распределения для сопротивления, коэффициент вариаций сопротивления определяется:

$$V_R = \frac{1}{1,65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right). \quad (16)$$

Глобальный коэффициент безопасности сопротивления  $\gamma_R$  определяется согласно [3]:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta \cdot V_R), \quad (17)$$

где  $\alpha_R$  – коэффициент чувствительности (весовой коэффициент), принимаемый равным  $\alpha_R = 0,8$ .

Расчётное сопротивление определяют:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R}. \quad (18)$$

Ключевым этапом данного метода является определение среднего  $R_m$  и характеристического  $R_k$  значений сопротивления. Предлагается их определять, выполняя два отдельных нелинейных расчёта и использованием средних и характеристических значений для свойств материалов:

$$R_m = r(f_{cm}, f_{ym}, \dots, a_d); \quad (19)$$

$$R_k = r(f_{ck}, f_{yk}, \dots, a_d). \quad (20)$$

**3.3 Новые предложения для формата безопасности (после выхода МС2010).** Не смотря на то, что формат безопасности для нелинейных расчётов конструкций, по-прежнему, является довольно спорной и противоречивой темой, за последние несколько лет после выхода МС 2010 [6] опубликовано только два относительно новых подхода, являющихся по своей сути некоторой модификацией описанного выше метода оценивания коэффициентов вариации сопротивления (ECOV).

Первый из них базируется на работах Schlune и др. [4]. Исследования параметров изменчивости сопротивления были выполнены с применением изгибаемых и сжатых элементов с учётом возможной формы разрушения при срезе. В рамках усовершенствованного подхода в расчётных моделях сопротивления используют средние значения прочностных характеристик материалов ( $f_{ym}, f_{cm}$ ), номинальные значения геометрических параметров аном. Расчётное сопротивление записывают:

$$R_d = \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R}. \quad (21)$$

Опять же опираясь на логнормальное (LN) распределение сопротивления глобальный коэффициент определяют:

$$\gamma_R = \frac{\exp(\alpha_R \beta \cdot V_R)}{\theta_m}. \quad (22)$$

Несовершенства модели сопротивления учитываются при помощи коэффициента  $\theta_m$ , который определяется как среднее отношение экспериментальных и расчётных значений сопротивления. Как показано в [4], значение коэффициента  $\theta_m$  изменяется от 0,7 до 1,2 при сжатии, изгибе и срезе.

Коэффициент вариации сопротивления определяется согласно [5]:

$$V_R = \sqrt{V_g^2 + V_m^2 + V_f^2}, \quad (23)$$

где  $V_g^2, V_m^2, V_f^2$  – коэффициенты вариаций геометрических параметров, ошибки моделирования, характеристик свойств материалов соответственно, определяемые согласно [4].

Главным параметром является коэффициент вариации, учитывающий изменчивость прочностей бетона и арматурной стали, который определяется согласно [4]:

$$V_f = \frac{\sqrt{\left(\frac{R_m - R_{\Delta f_c}}{\Delta f_c}\right)^2 \cdot \sigma_{f_c}^2 + \left(\frac{R_m - R_{\Delta f_y}}{\Delta f_y}\right)^2 \cdot \sigma_{f_y}^2}}{R_m}, \quad (24)$$

где  $\sigma_{f_c}, \sigma_{f_y}$  – соответственно стандартные отклонения для прочности бетона на сжатие и арматурной стали на растяжение.

$\Delta f_c, \Delta f_y$  – конечные отклонения сопротивлений материалов;

$R_{\Delta f_c}, R_{\Delta f_y}$  – результаты нелинейного расчёта, выполненного с использованием значений  $(f_{cm} - \Delta f_c)$  для прочности бетона на сжатие и  $(f_{ym} - \Delta f_y)$  – арматурной стали при растяжении.

Коэффициент вариации  $V_R$  может быть рассчитан после выполнения трех отдельных нелинейных расчётов:

один – при средних значениях всех базисных переменных расчетной модели;

и два других – со значениями  $(f_{cm} - \Delta f_c)$  и  $(f_{ym} - \Delta f_y)$  соответственно. Как видно, предложенный подход является несколько более усовершенствованным вариантом ECOV – метода.

Ещё один подход, основанный на работах [3, 8] предлагает отдельную форму записи для глобального коэффициента сопротивления ( $\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}$ ):

$$R_d = \frac{R(f_m, a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}, \quad (25)$$

где  $\gamma_R$  – коэффициент вариаций сопротивления, зависящий от изменчивости базисных переменных, который рассчитывают по формуле (26):

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta \cdot V_R). \quad (26)$$

Результаты расчёта существенным образом зависят от допущений принятых в моделях, используемых в нелинейных расчётах.

Коэффициент, учитывающий неопределенности расчётной модели сопротивления (ошибки моделирования)  $\gamma_{Rd}$  учитывает различия в поведении реальной конструкции и результатами численного моделирования рассматриваемой конструкции. Его значение определяют, как правило, на фоне опытных данных, полученных при экспериментальных исследованиях применяя методы статистического оценивания. Значения коэффициента  $\gamma_{Rd}$  может быть определено согласно [8]:

$$\gamma_{Rd} = \frac{1}{\exp\left(-\alpha_R \beta V_{vR}\right)} - \exp\left(\alpha_R \beta V_{vR}\right), \quad (27)$$

$\alpha_R = 0,4\alpha_R$  – коэффициент чувствительности для ошибки моделирования сопротивления;

$V_{vR}$  – коэффициент вариаций для ошибки моделирования сопротивления.

### 3.4 Некоторые замечания к методам глобального сопротивления.

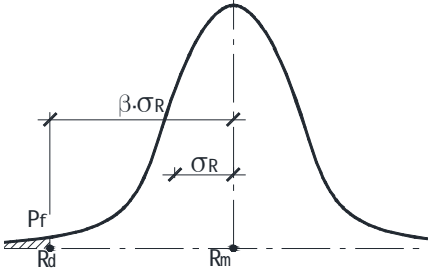
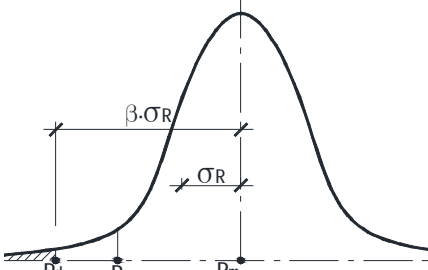
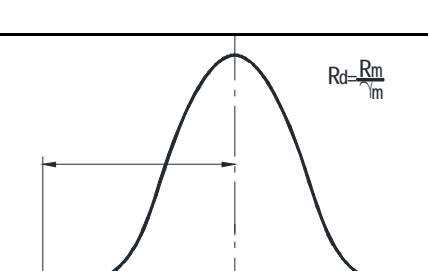
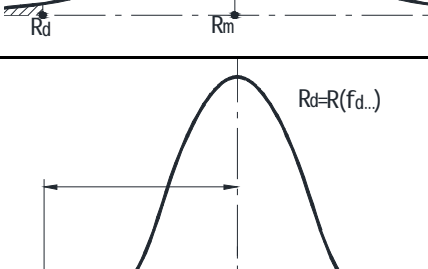
Описанные выше методы предназначены для оценивания расчетных сопротивлений конструкции при различных условиях аппроксимации. Согласно [12] международный комитет JCSS рассматривает полностью вероятностный метод (см. табл. 1) как наиболее рациональный. При применении этого метода генерируется распределение сопротивления конструкции, из которого далее напрямую вычисляется квантиль установленного порядка, соответствующая расчетному сопротивлению при заданном уровне надежности (нормируемым значениям вероятности отказа  $P_f$  или связанным с ним индексом надежности  $\beta$ ). Безусловно, такой подход выглядит наиболее привлекательным и представляет как условно точное оценивание, принимая во внимание нормируемые значения [5] вероятности отказа. Вместе с тем, процедура вероятностного оценивания имеет ряд неопределенностей, которые требуют отдельного обсуждения. Это связано, главным образом, с процедурой оценивания квантилей малых порядков. Применительно к рассматриваемой проблеме следует учитывать целый ряд дополнительных факторов, влияющих на результаты оценивания надежности. Во-первых, принимая симметричное исходное нормальное (или логнормальное) распределение со своими статистическими параметрами для описания прочности бетона, после фильтрации с применением критериев соответствия (в процессе контроля соответствия прочности в процессе производства) получаем набор данных с неизвестным распределением. Это распределение восстанавливают, опираясь на статистические методы. Далее полученное условное распределение применяют в модели сопротивления.

По существу, это довольно оптимистичное утверждение. Что после генерации случайных величин сопротивления получаем функцию распределения сопротивления. Скорее, опять получаем генерированную выборку случайных величин сопротивления. Полученную выборку аппроксимируют некоторым распределением, из которого, затем вычисляют квантиль требуемого порядка. В результате таких операций получают расчетное сопротивление, как квантиль заданного порядка, но при совершенно неизвестной обеспеченности. В подобных случаях наиболее рациональным следовало бы считать применение для оценивания квантили метода порядковых статистик, как это предложено в наших работах.

Другие методы (см. табл. 1) являются аппроксимациями, базирующимися на упрощенных допущениях, позволяющих производить оценивание расчетных значений сопротивлений. Как было показано в ряде работ [3–8], формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов зависит не только от изменчивости базисных переменных расчетной модели, но и формы разрушения. Например, для конструкции из одного бетона, но имеющей различные формы разрушения могут быть получены различные статистические параметры характеризующие изменчивость сопротивления. Концепция метода 2 (см. табл. 1) близка к вероятностному формату, т.к. оценивание, базирующееся на средних и характеристических значениях, относительно устойчивы. Однако основная проблема принятое *a priori* логнормальное распределение сопротивления.

Очевидно, что более рациональным подходом следует считать модифицированный метод коэффициента вариации сопротивления (ECOV-mod.) при котором коэффициент вариации сопротивления следует определять, минуя зависимость (16), соответствующую логнормальному распределению. В этом случае, согласно ТКП EN 1990 [5] для простых моделей сопротивления коэффициент вариации может быть рассчитан:

Таблица 1 - Методы оценивания расчетных сопротивлений. Уровни аппроксимации

Метод	Концепция надежности	Описание базисных переменных	Кол-во расч.	Цель аппроксим.
(1) Полностью вероятн. подход		Функции плотности распредел. вероятности базисных переменных	не менее 35	Условно точное решение
(2) ECOV и его мод.		Характерист. средние	2	Изменчивость сопротивления
(3) МС 2010		Характерист. $\gamma_R = 1,27$ const	1	Средние значения
(4) метод частных коэфф. (PSF)		Расчётные	1	Расчётные значения

$$V_R^2 = (V_\delta^2 + 1) \left[ \prod_{i=1}^j (V_{x,i}^2 + 1) - 1 \right]. \quad (28)$$

При малой изменчивости базовых переменных



$$V_R^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2, \quad (29)$$

где  $V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{x,i}^2$ . (30)

Для сложных моделей:

$$V_R^2 = \frac{\text{VAR}(g_{rt}(x))}{g_{rt}^2(x_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(x_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left( \frac{\partial g_{rt}}{\partial x_i} \sigma_i \right)^2. \quad (31)$$

В выражениях (28)...(31):

$V_\delta$  – коэффициент вариации для ошибки моделирования, определяемый, например, согласно [5].

$V_{rt}$  – коэффициент вариации для модели сопротивления, зависящий от изменчивости базисных переменных  $x_i$ .

Исследования [11] показывают, что для модели сопротивления изгибу, совместному действию продольных сил и изгибающих моментов, коэффициент вариации для ошибки моделирования составляет  $V_\delta \cong 0,1$ , а коэффициент вариации сопротивления  $V_R \cong 0,12$ . При этом глобальный коэффициент:

$$\gamma_R \cong \exp(3,04 \cdot 0,12) = 1,44.$$

При этом следует учитывать, что комплексы могут давать результаты расчета с различной ошибкой моделирования даже при равных или близких вариациях собственно модели сопротивления, вытекающих из изменчивости базисных переменных.

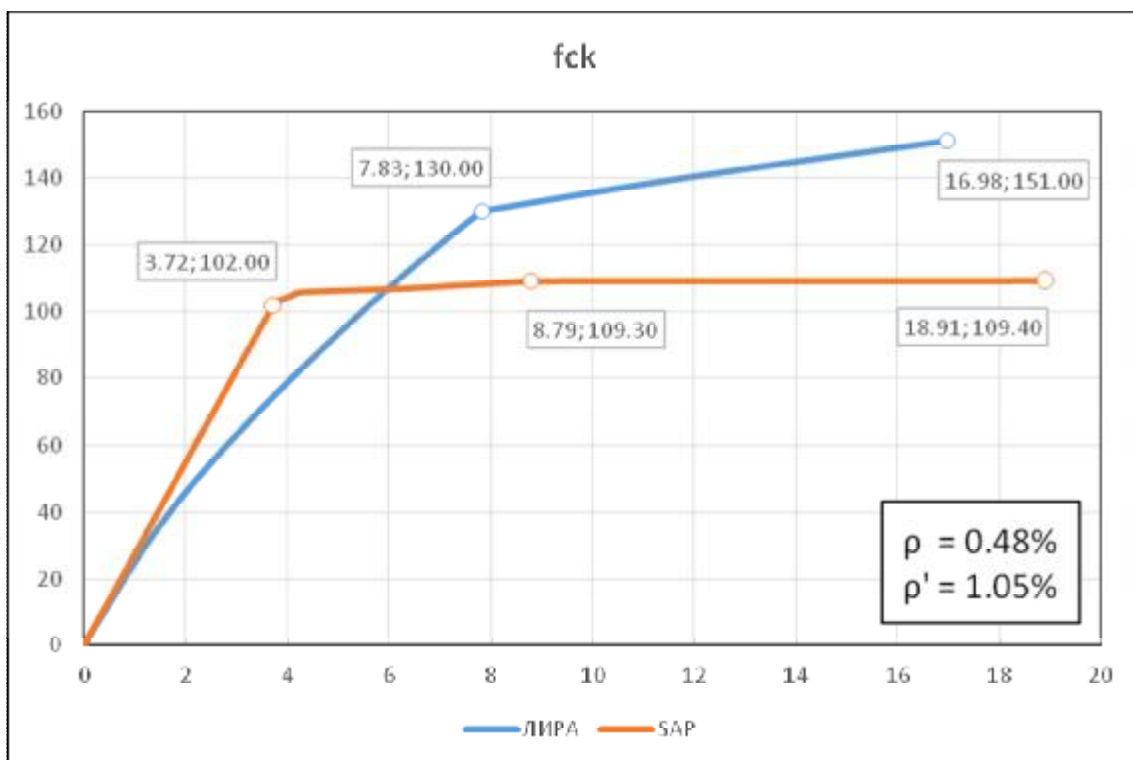
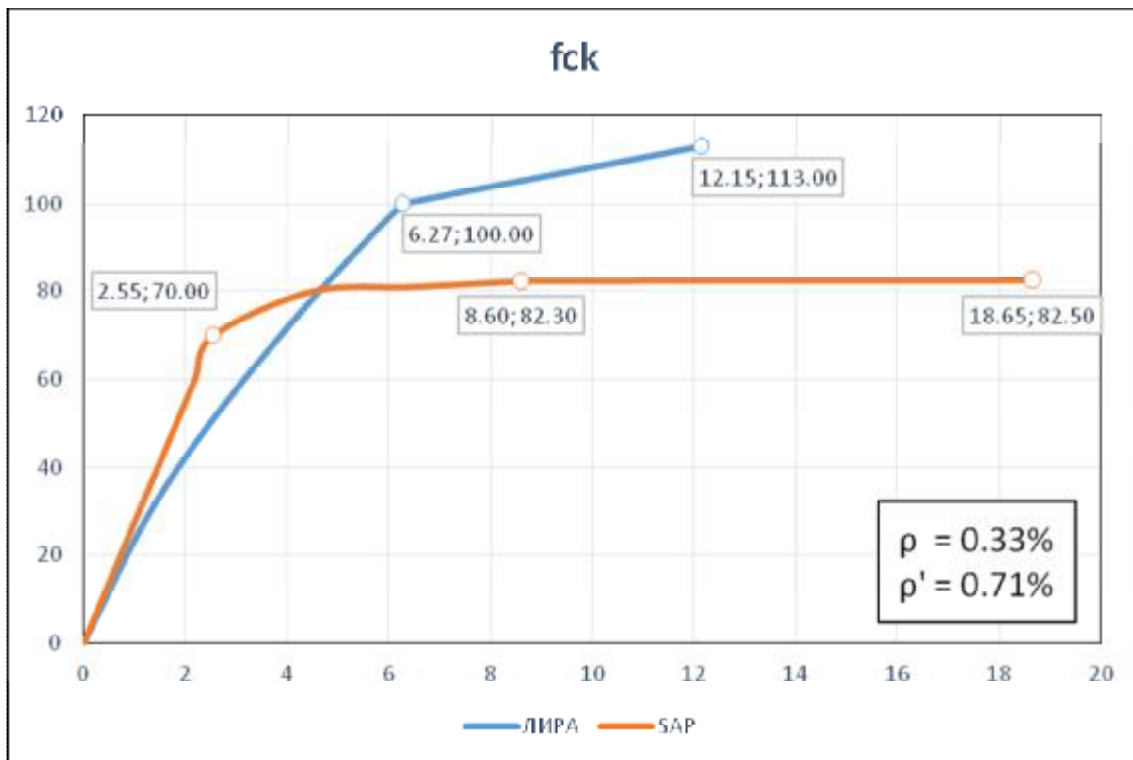
Так, в качестве примера приведем результаты нелинейного расчета однопролетной балки, заземленной по концам. Сечение балки принято: 300x500 мм, коэффициенты армирования: для варианта 1:  $\rho_l = 0,33\%$  (минимальный коэффициент армирования),  $\rho_l' = 0,71\%$  и вариант 2:  $\rho_l = 0,48\%$ ,  $\rho_l' = 1,05\%$  (где  $\rho_l$  коэффициент армирования пролетный, а  $\rho_l'$  опорной арматуры). Значение глобального коэффициента определяем по ECOV–методу выполняя два расчета: при характеристических и средних значениях базисных переменных (прочность бетона и арматурной стали). Для бетона класса  $C^{25}/_{30}$  среднее  $f_{cm} = 33$  МПа и характеристическое  $f_{ck} = 25$  МПа значения прочности принимали по ТКП EN 1992-1-1 [1]. Для расчета применяли комплекс «ЛИР А-САПР» и «SAP2000».

Результаты расчетов в виде нелинейной реакции балки показаны на рис. 2, 3 и приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Сравнение результатов расчета глобального коэффициента сопротивления по методу ECOV

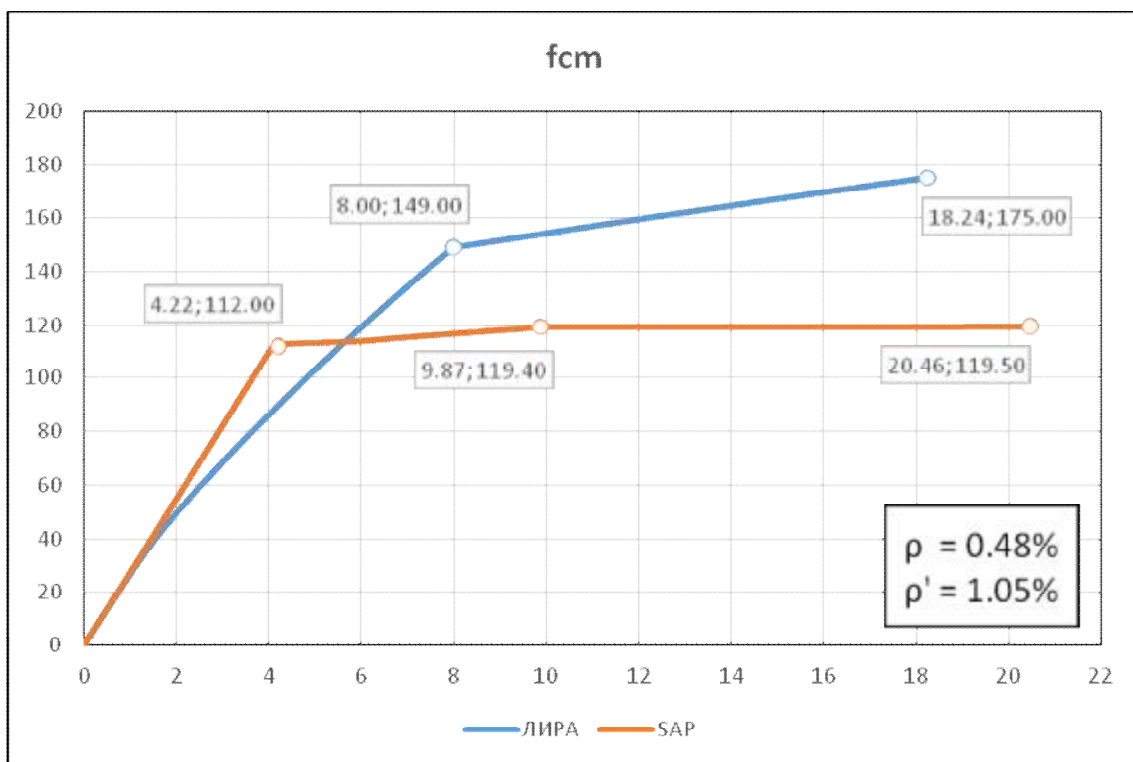
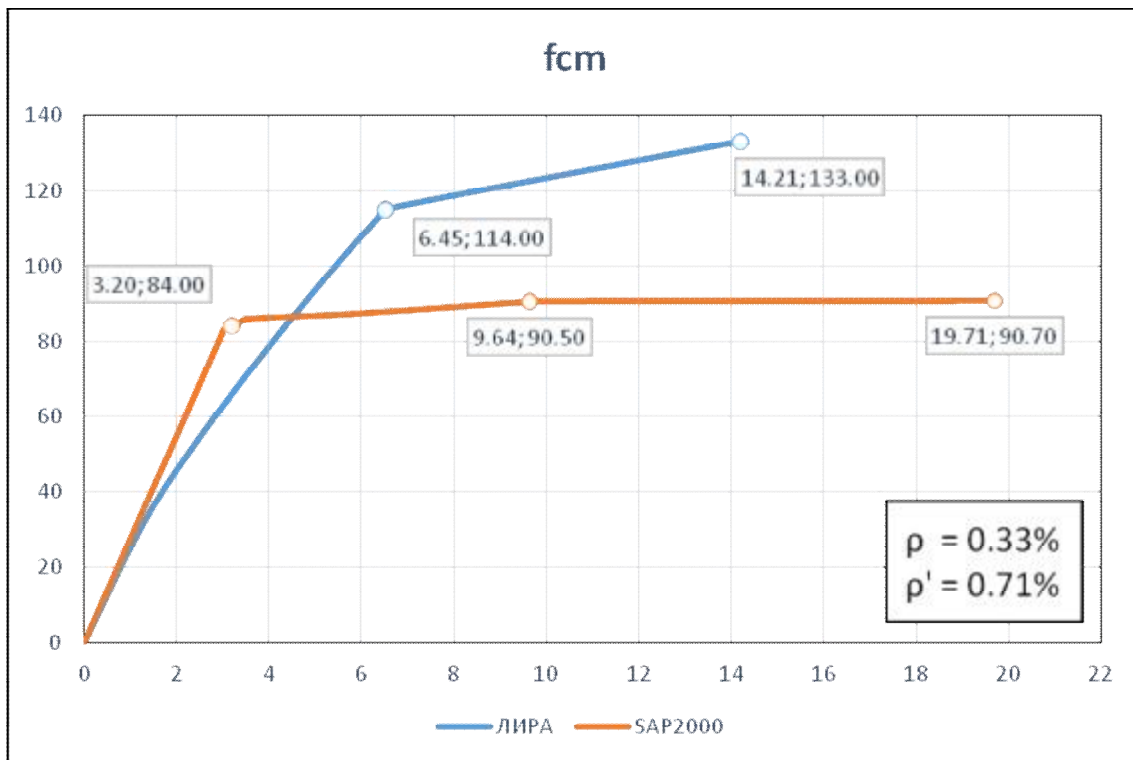
Вариант расчёта	$\rho_l / \rho_l', [\%]$	Макс. нагрузка кН/м		$V_R = \frac{1}{1,65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right)$	$\gamma_R = \exp(3,04 \cdot V_R)$
		$R_m$	$R_k$		
1	0,33/0,71	<u>133</u>	<u>113</u>	<u>0,099</u>	<u>1,35</u>
		90,7	82,5	0,057	1,19
2	0,48/1,05	<u>175</u>	<u>151</u>	<u>0,089</u>	<u>1,31</u>
		119,5	109,4	0,054	1,18

Примечание: над чертой – нелинейный расчет по ЛИР А-САПР, под чертой – то же по SAP2000



по горизонтальной оси отложено значение перемещения в мм  
по вертикальной оси – нагрузки в кН/м

**Рисунок 2 - Зависимости “сила-перемещение”, полученные из нелинейного расчёта с использованием характеристических значений свойств материалов по ПК SAP и ЛИРА-САПР**



по горизонтальной оси отложено значение перемещения в мм  
по вертикальной оси – нагрузки в кН/м

**Рисунок 3 - Зависимости “сила-перемещение”, полученные из нелинейного расчёта с использованием средних значений свойств материалов по ПК SAP и ЛИРА-САПР**

Как видно из результатов расчета, показанных на рис. 2,3 и приведенных в таблице 2 два комплекса принятых для сравнения дают различные результаты. Как при оценивании средних сопротивлений, глобальных коэффициентов, так и соответственно расчетных значений сопротивления (результаты расчетов различаются примерно на 30%! ). Отдельно следовало бы проанализировать и нелинейную реакцию «нагрузка – перемещение», получаемую при применении различных расчетных комплексов. Но это специальный вопрос, заслуживающий отдельной публикации.

**Заключение.** Проанализированы различные методы, обеспечивающие требуемый формат безопасности нелинейных расчетов. Следует отметить, что каждый из них имеет как преимущества, так и серьезные недостатки, каждая следует, по возможности, исключать при разработке новых и модификации существующих методов. Необоснованным является применение некоторого постоянного значения глобального коэффициента  $\gamma_R$  (как, например, согласно [6, 13]  $\gamma_R = 1,27$ ) при выполнении любых нелинейных расчетов. Как видно из приведенного сравнения различные вычислительные комплексы могут давать различные значения статистических параметров ошибки моделирования.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование конструкций из бетона. Общие правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1 (EC2) (IDT: EN 1992-1-1:2004: Design of Concrete Structures. General rules and rules for buildings). – 276 p.
2. Тур, А. В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: дисс. канд. техн. наук 05.23.01 / А. В. Тур. – Брест, 2012. – 228 с.
3. Cervenka, V. Reliability – based non-linear analysis according to fib Model Code 2010, Structures Concrete, diurnal of fib / March 2013. – Vol. 14. – ISSN 1464-4177. – P. 19–28.
4. Schlune, H. Safety Format for the non-linear analysis of Concrete Structures / H. Schlune, M. Plos [etc.] // Engineering Structures. – Elsevier. – №8 / August 2011. – Vol. 33
5. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990 (IDT: EN 1990:2002 Basis of Structural Design) – Минск: ЦИТП, 2012 – 126 с.
6. Model Code 2010, First Complete Draft – Fib, 2010. – Vol. 1, 2 – СН – 1015 – 293 p.
7. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2003. – 144 с.
8. Bertagnoli G, Giordanol., etc. Safety format for the non-linear analysis of Concrete Structures. Studies and Researches. – Italy: Polytechnico di Milano, 2004. – V. 25.
9. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000. – 561 p.
10. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4-023-03. – January, 2010.
11. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчётах конструкций / В.В. Тур, Н.А.Рак – Брест: Изд-во БрГТУ, 2003 – 252 с.
12. Walraven, J., (editor), «fib Model Code for Concrete Structures 2010», September 2013, ISBN: 978-3-433-03061-5.
13. Cervenka, V. (editor): SARA – Structural Analysis and Reliability Assessment. User's manual. Cervenka consulting, Prague, 2003 – 128 p.

## Содержание

<i>Акулова О.А., Уласевич В.П., Шалобыта Н.Н.</i> РОЛЬ ПАРАМЕТРИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ИЗУЧЕНИИ СТУДЕНТАМИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ В ПРОЕКТИРОВАНИИ	3
<i>Баранчик А.В., Баранчик В.Г.</i> РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО СТАЛЬНОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ ТОРГОВОГО ЦЕНТРА ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИНТЕГРИРОВАННОГО ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ETABS 2016	8
<i>Бондарь В., Бондарь Л.</i> НОВЫЕ ПРОЕКТНЫЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	16
<i>Довженко О.А., Погребной В.В., Чурса Ю.В.</i> ШПОНОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОВРЕМЕННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ	19
<i>Драган В.И., Глушко К.К.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ФРАГМЕНТА СЕТЧА ТОГО КУПОЛА ПРИ ДЕЙСТВИИ УЗЛОВОЙ НАГРУЗКИ	24
<i>Драган В.И., Глушко К.К.</i> ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ В РАДИАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ В СТЕРЖНЯХ СЕТЧА ТОГО КУПОЛА	31
<i>Драган В.И., Глушко К.К.</i> ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ В СТЕРЖНЯХ И КРИТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ МЕСТНУЮ ПОТЕРЮ УСТОЙЧИВОСТИ СЕТЧА ТОГО КУПОЛА	39
<i>Жук В.В., Мелюх Д.В.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК	47
<i>Зоценко Н.Л., Петраш А.В., Петраш Р.В., Петраш С.С., Попович Н.Н.</i> НОРМИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА БУРОСМЕСИТЕЛЬНЫХ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫХ СВАЙ ПАРАМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ	51
<i>Игнатюк В.И.</i> О КОМПЬЮТЕРИЗАЦИИ РАСЧЕТА СИСТЕМ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК	57
<i>Карюк А., Кошлатый О., Тимошевский В., Пенц В.</i> ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В УКРАИНЕ	64
<i>Кашуро Е.</i> КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ	67
<i>Клебанюк Д.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.</i> ОСОБЕННОСТИ ОПТИМИЗАЦИИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ АСПЕКТОВ ИНЖЕНЕРНОЙ ПОДГОТОВКИ ОСНОВАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ	71

<b>Козловский Е.А., ТурА.В., ЩербакС.Б.</b> ПРИМЕНЕНИЕ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР) ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТЫКА СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ И КОЛОННЫ В УСЛОВИЯХ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ	78
<b>Курлапов Д.В., Дудурич Б.Б., Прокофьев В.Е., Шок П.В.</b> РАЗРАБОТКА И ПРОВЕРКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО- НАПРЯЖЁННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ SCAD OFFICE 11.5	83
<b>Ладных И.А.</b> ПРОБЛЕМЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПАНЕЛЕЙ С СОТОВЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ	92
<b>Леонович С.Н., Сидорова А.И.</b> МИКРОМЕХАНИЧЕСКИЙ АЛГОРИТМ ДЛЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА	95
<b>Люстибер В.В., Драган В.И., Драган А.В.</b> ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОДНОСЛОЙНЫХ КУПОЛОВ	100
<b>Малиновский В.Н., Матвеев Н.В.</b> ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЛОМАНОГО ОЧЕРТАНИЯ	108
<b>Марчук И.Н., Уласевич В.П.</b> МЕТОД ОПТИМИЗАЦИИ СЛОЖНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ НА ПРИМЕРЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПЛОЩАДКИ ПРОМЗДАНИЯ	115
<b>Надольский В.В., Полещук А.Л.</b> РАЗРАБОТКА И АНАЛИЗ МОДЕЛЕЙ СТАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ABAQUS	122
<b>Осопрелко Р., Кисель Е.И.</b> ОРГАНИЗАЦИОННЫЙ МЕХАНИЗМ ВНЕДРЕНИЯ ВИМ-ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ ПОДГОТОВКЕ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА	128
<b>Павликов А.Н., Гарькавая О.В.</b> РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОСОСЖАТЫХ КОЛОН БЕСКАПИТЕЛЬНО- БЕЗБАЛОЧНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ	135
<b>Пойта П.С., Сливка Д.Н., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н.</b> ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ, ВЫБОР А КОНСТРУКЦИЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД МНОГОЭТАЖНЫЕ И ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ	142
<b>Семко А., Гасенко А., Дариенко В.</b> ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ГИБКИХ АНКЕРОВ В БЕТОНЕ НЕРАЗРЕЗНОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ	150
<b>Срывкина Л.Г., Кисель Е.И.</b> АНАЛИЗ ПОДХОДОВ К ВНЕДРЕНИЮ ВИМ-ТЕХНОЛОГИЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ	156

<b>Уласевич В.П., Жданов Д.А., Сидорук А.В.</b> К ОЦЕНКЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ РАСЧЕТА ПОЛОГИХ АРОЧНЫХ СВОДОВ-ОБОЛОЧЕК ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА МІС	161
<b>Холодарь Б.Г.</b> МАКСИМАЛЬНОЕ ФОРМОИЗМЕНЕНИЕ В ТОЧКЕ ТЕЛА И КРИТЕРИЙ ТЕКУЧЕСТИ МАТЕРИАЛА	169
<b>Черноиван А.В.</b> ОСОБЕННОСТИ НОРМИРОВАНИЯ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ И ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЭНЕРГИИ ВЕТРА ДЛЯ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ	175
<b>Чернякевич О.Ю., Леонович С.Н.</b> ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВА БЕТОНА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ХС1 КЛАССА ПО УСЛОВИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИИ, В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ЦЕЛЕВОГО ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ	182
<b>Шабанов Д.Н., Зябкин Е.А., Трамбицкий Е.А.</b> КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРИ ПОМОЩИ 3-D ПЕЧАТИ, КАК НОВЫЙ ЭТАП В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ	190
<b>Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч.</b> ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ И ЧИСЛЕННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ С ГИБРИДНЫМ АРМИРОВАНИЕМ	196
<b>Шалобыта Н.Н., Шурин А.Б., Драган В.И., Шалобыта Т.П.</b> ПРИМЕНЕНИЕ САПР ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И ИССЛЕДОВАНИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»	205
<b>Шальей Е.Е., Леонович С.Н., Ким Л.В., Шалая Т.Е.</b> МОДЕЛИРОВАНИЕ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ ПРИ ВОЛНОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА БЕТОННЫЕ ПРИЧАЛЫ	214
<b>М.С. Барабаш</b> МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ И УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ	218
<b>Городецкий А.С., Водопьянов Р.Ю., Палиенко О.И.</b> МОДЕЛИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ В ПК ЛИРА-САПР	227
<b>Зинкевич И.В., Сидорук К.С.</b> К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ANSYS ДЛЯ РЕШЕНИЯ КОНТАКТНЫХ ЗАДАЧ В СОЕДИНЕНИЯХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	234
<b>Калитуха В.В., Костюрина К.А., Кремнева Е.Г.</b> ВЛИЯНИЕ МОДИФИЦИРОВАНИЯ БЕТОНОВ НА ПРОЧНОСТЬ КОНТАКТНЫХ ШВОВ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	239
<b>Тур В.В., Тур А.В.</b> ФОРМА Т БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	243

Научное издание

*Сборник статей Международной  
научно-технической конференции*

**«ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ИССЛЕДОВАНИЙ  
И ПРОЕКТИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ  
С ПРИМЕНЕНИЕМ  
СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО  
ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР)»**

**«RESEARCH AND ENGINEERING IN CONSTRUCTION  
USING COMPUTER AIDED DESIGN:  
THEORY AND PRACTICE»**

*30-31 марта 2017 года*

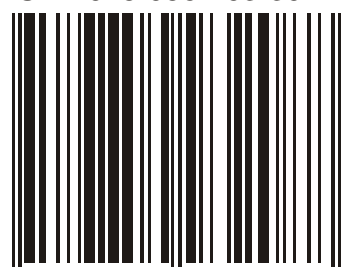
*Текст печатается в авторской редакции*

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н.Н.  
Редактор: Боровикова Е.А.  
Компьютерная верстка: Боровикова Е.А.

---

Издательство БрГТУ.

ISBN 978-985-493-392-4



Свидетельство о государственной регистрации  
издателя, изготовителя, распространителя печатных  
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.  
Подписано в печать 24.03.2017 г. Гарнитура «Times».  
Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага писчая. Заказ № 259.  
Уч. изд. л. 15,35. Усл. печ. л. 16,5. Тираж 50 экз.  
Отпечатано на ризографе Учреждения образования  
"Брестский государственный технический университет".  
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.