

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**
(строительный факультет)
ООО «Ли́ра САПР»
ООО «ПСС-SOFISTIK»
ОДО «БрестКАД»

*Сборник статей II 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»**

29-30 марта 2018 года

Брест 2018

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», к.т.н., доцент;

Шурин Андрей Брониславович – заведующий кафедрой строительных конструкций учреждения образования «Брестский государственный технический университет», к.т.н., доцент;

Кривицкий Павел Васильевич – доцент кафедры строительных конструкций, кандидат технических наук;

Жданов Дмитрий Александрович – старший преподаватель кафедры строительных конструкций;

Матвеев Никифор Викторович – ассистент кафедры строительных конструкций;

Терешинская Ангелина Геннадьевна – лаборант кафедры строительных конструкций;

Алехнович Святослав Викторович – лаборант кафедры технологии строительного производства;

Романюк Ирина Николаевна – специалист редакционно-издательского отдела

Шелест Елена Валерьевна – лаборант кафедры строительных конструкций.

П 27 **Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР):** сборник статей II Международной научно-технической конференции. – Брест: Издательство БрГТУ, 2018. – 134 с.

ISBN 978-985-493-419-8

Представлены статьи ведущих учёных 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 изыскательных работ

УДК 69.05:378.2(08)
ББК 38

ISBN 978-985-493-419-8

© Издательство БрГТУ, 2018

МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРОЧНОСТИ ТРЕХСЛОЙНЫХ СЭНДВИЧ-ПАНЕЛЕЙ С ДЕФЕКТАМИ

Баранчик А. В., Баранчик В. Г.

Трехслойные конструкции, состоящие из жестких и прочных несущих слоев (металлических обшивок) и легкого заполнителя, обычно минераловатных или пенополистирольных плит, широко применяют при строительстве зданий и сооружений любого назначения. Применение в качестве обшивок стальных листов существенно повышает эффективность таких конструкций.

Одной из проблем при изготовлении трехслойных сэндвич-панелей является наличие значительных технологических дефектов типа «непроклея», обусловленного нарушениями технологического цикла.

Исследованию влияния дефекта в виде «непроклея» на прочностные характеристики конструкций сэндвич-панелей посвящено значительное количество работ, однако общепринятых моделей и методов для расчета этих конструкций пока не существует.

В настоящей статье предложено использовать многомасштабную модель для расчета сэндвич-панелей при анализе прочности при наличии дефектов. Кроме того, предлагается развитие этой модели за счет макроскопических дефектов типа «непроклея» слоев.

В качестве заполнителя трехслойных панелей чаще всего используют пенополистирольные или ориентированные минераловатные плиты, имеющие структуру, близкую к периодической. Их ячейка периодичности включает в себя два компонента: непосредственно материал и пустоты, окружающие его.

С помощью разработанной модели в программном комплексе ANSYS были проведены численные расчеты напряженно-деформированного состояния и разрушения сэндвич-конструкции типа пластины при изгибе равномерным давлением. Закрепление торцов расчетной модели – пластины назначено как шарнирное. Пластина содержала дефект типа «непроклей» одной из обшивок. Форма дефекта – круговая. Величина площади дефекта составила 10% от площади срединной поверхности пластины. Длина пластины 3000 мм; толщина пластины 101 мм (толщина обшивок $2 \times 0,5 = 1,0$ мм; толщина заполнителя 100 мм).

На боковых торцах по направлению было задано нулевое значение угла поворота нормали пластины, продольного перемещения и прогиба.

В качестве обшивок модели конструкции трехслойной панели была выбрана сталь толщиной 0,5 мм. При моделировании использовались справочные данные характеристик материалов слоев панели, предоставленные производителем.

На рисунках 1–3 представлены полученные результаты решения задачи для трехслойной конструкции с дефектом типа «непроклей» площадью 10%, расположенным в центре пластины.

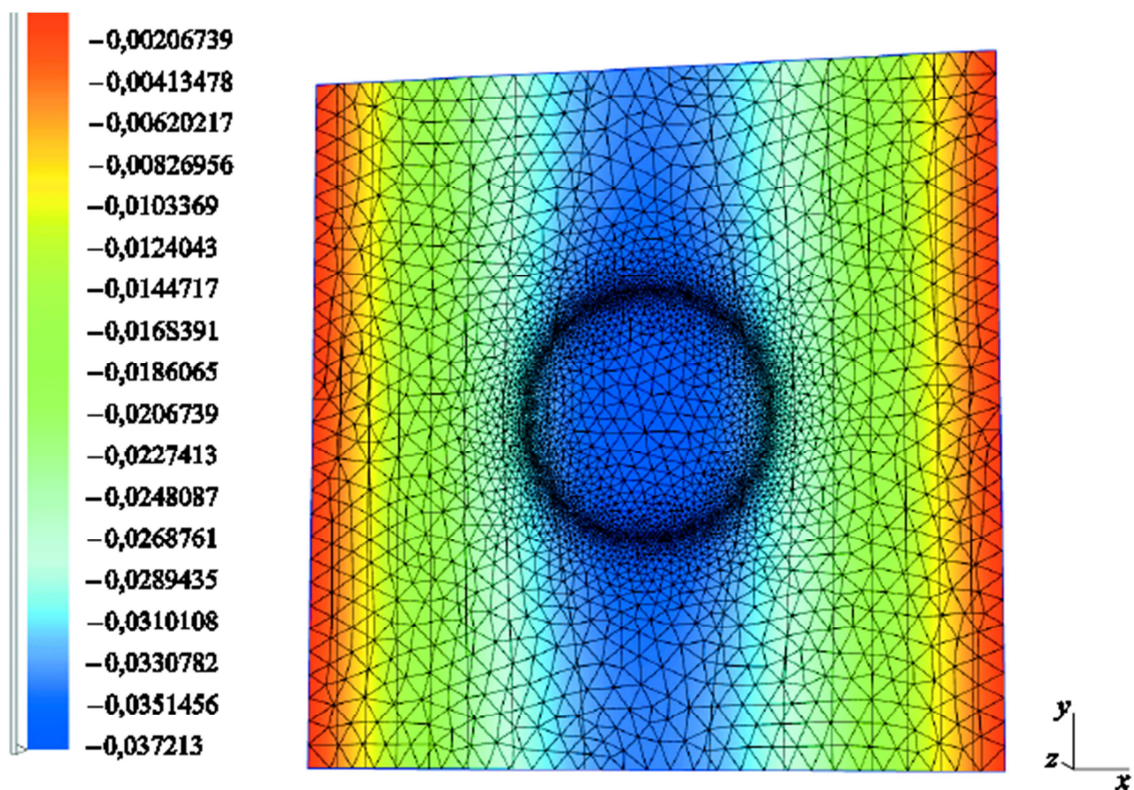


Рисунок 1 – Распределение деформаций в трехслойной пластине с дефектом типа «непроклей» при изгибе

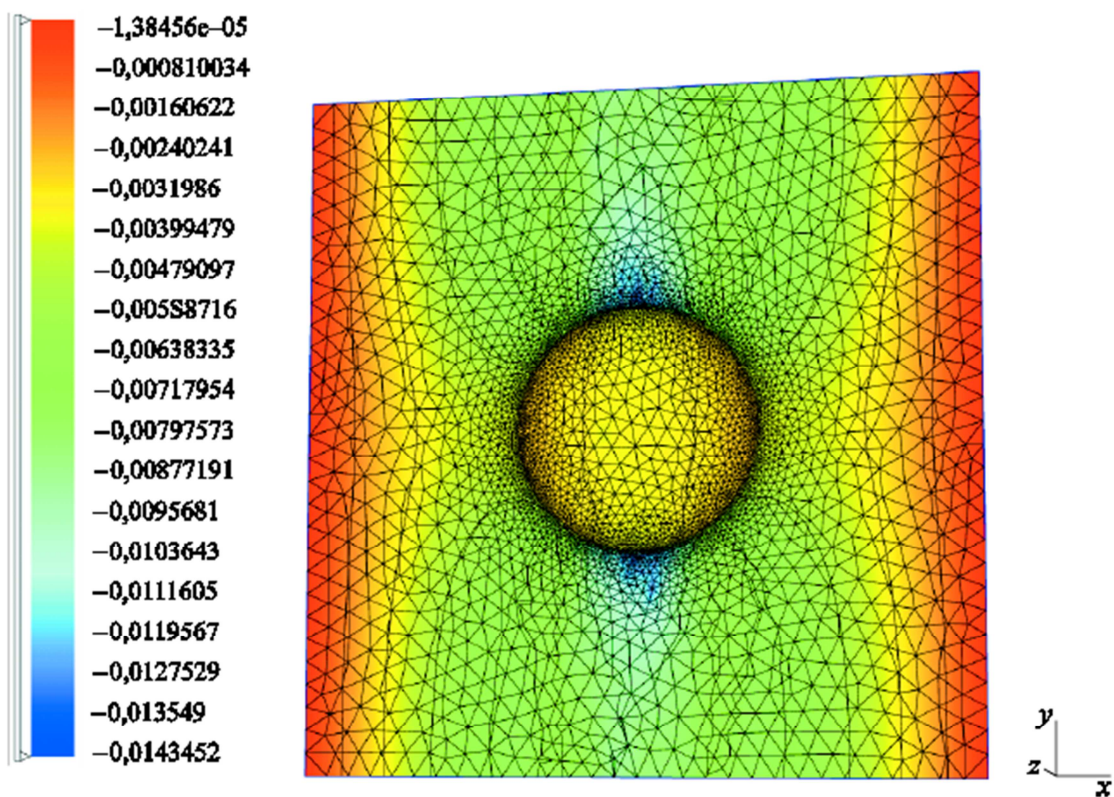


Рисунок 2 – Распределение нормальных напряжений при изгибе в ГПа на внешней поверхности трехслойной пластины с дефектом типа «непроклей»

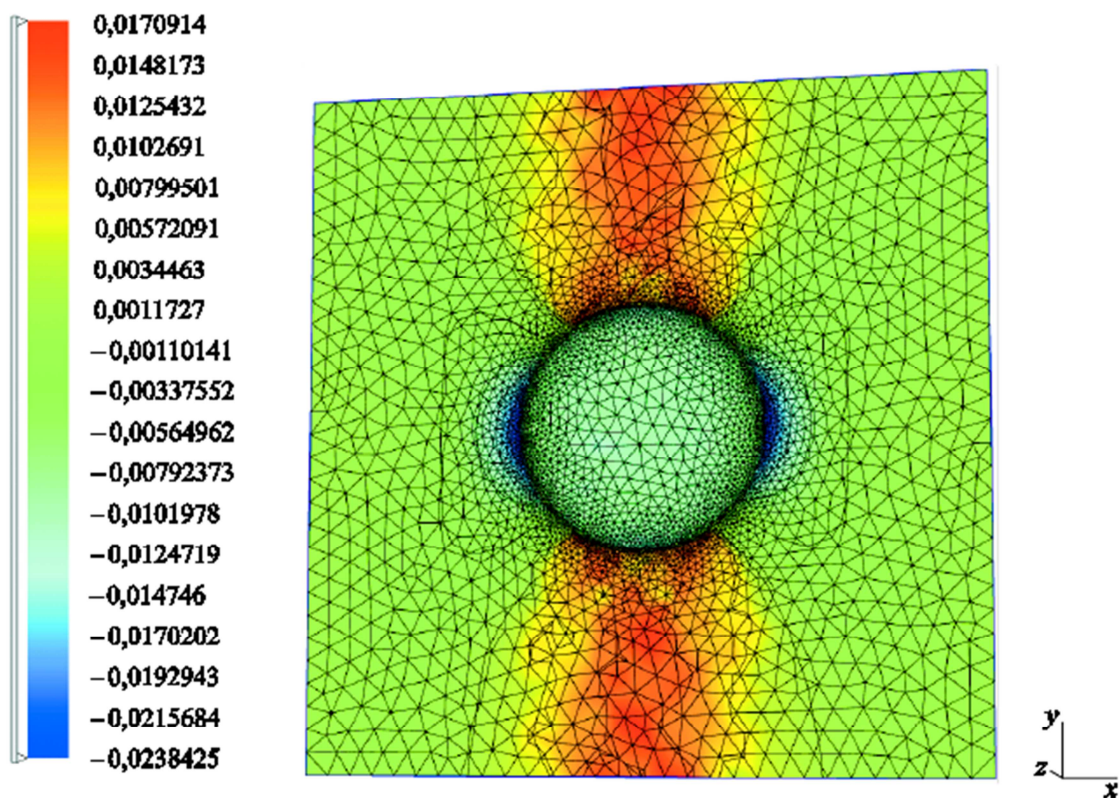


Рисунок 3 – Распределение касательных напряжений в ГПа на внешней поверхности трехслойной пластины с дефектом типа «непроклей»

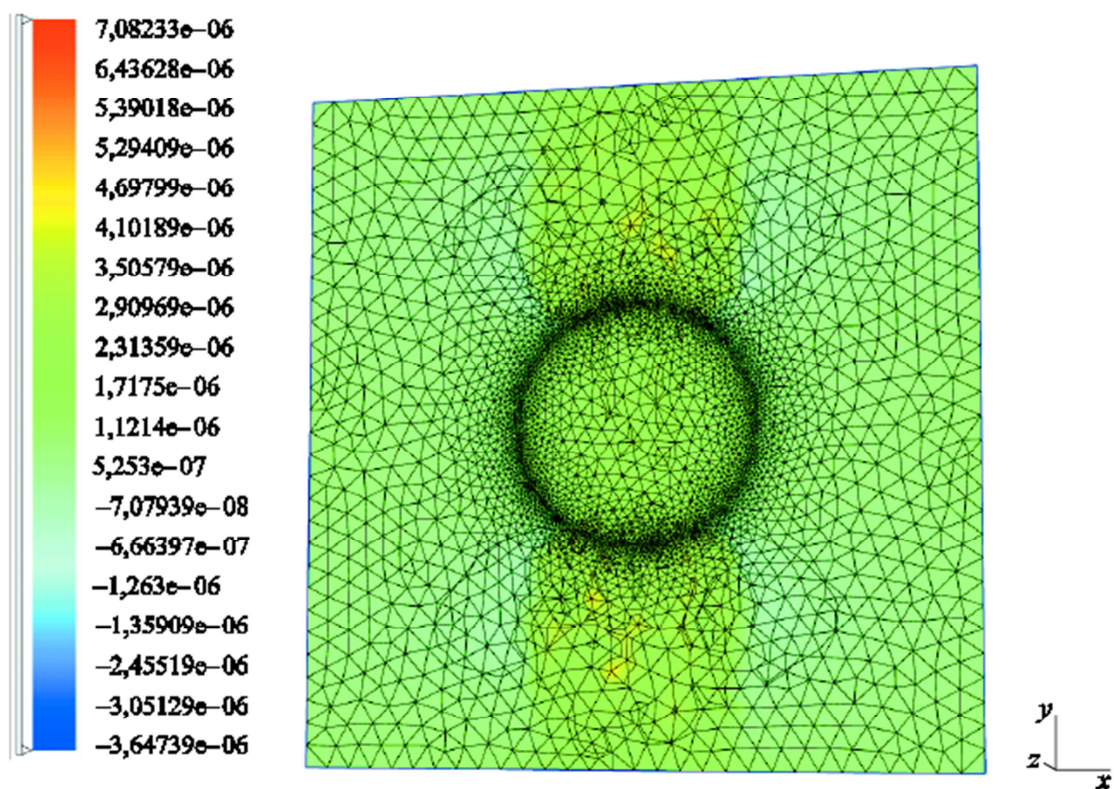


Рисунок 4 – Распределение нормальных напряжений в ГПа на срединной поверхности трехслойной пластины с дефектом типа «непроклей»

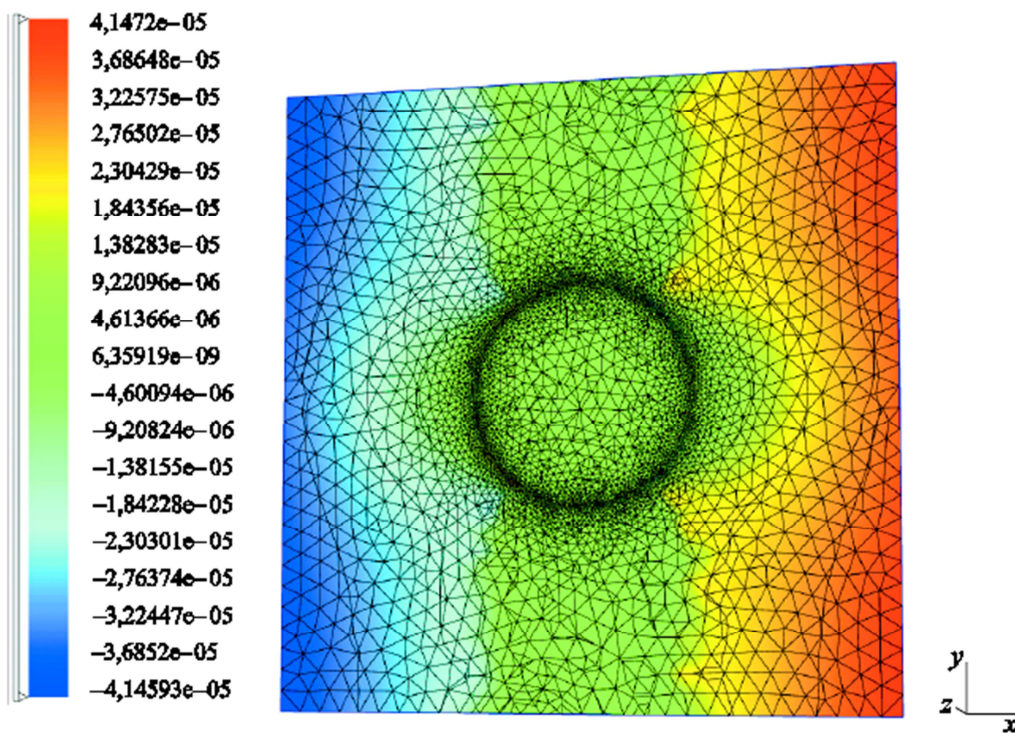


Рисунок 5 – Распределение касательных напряжений в ГПа на срединной поверхности трехслойной пластины с дефектом типа «непроклей»

На диаграммах показано распределение деформаций и напряжений при нагрузке, соответствующей примерно 50% от предельного значения, при котором происходит полное разрушение.

Нормальные и касательные напряжения существенно изменяют свое распределение по пластине при появлении дефекта. В окрестностях дефекта возникает концентрация напряжений, приводящая к повышению значений этих напряжений: максимальные значения нормальных напряжений в верхнем слое пластины увеличиваются с 9,7 до 14,34 МПа; касательные напряжения увеличиваются в центре пластины, в окрестности дефекта, от 7,2 до 23,8 МПа.

Нормальные напряжения на срединной поверхности имеют максимум в окрестностях дефекта и при наличии дефекта увеличивают свое максимальное значение от 0,0006 до 0,007 МПа. Касательные напряжения в плоскости пластины при наличии дефекта имеют поле концентрации в окрестности дефекта, возрастая с 0,053 до 2,27 МПа. Напряжения межслойного сдвига (касательные напряжения) имеют максимум на торцах пластины, их значения при наличии дефекта возрастают с 0,00222 до 0,041 МПа.

При дальнейшем увеличении значения нагрузки происходит разрушение заполнителя вначале в зоне стыка с обшивками, а затем – по всей толщине пластины.

Полное разрушение слоя заполнителя влечет за собой исчерпание значения несущей способности пластины, хотя полного разрушения обшивок не происходит. Наличие дефекта приводит к снижению предельного значения нагрузки, которую выдерживает пластина, примерно на 17%.

Заключение. В результате метода конечно-элементного моделирования напряженно-деформированного состояния и разрушения трехслойных пластин с обшивками из стальных листов с дефектом типа «непроклей» при изгибе,

установлены особенности процесса деформирования и повреждаемости данного типа конструкций.

Разработанная методика может быть применена для расчета деформирования и разрушения трехслойных пластин, применяемых в строительстве.

Список цитированных источников

1. D'Ottavio, M. Bending analysis of composite laminated and sandwich structures using sublaminated variable-kinematic Ritz models / M. D'Ottavio, L. Dozio, R. Vescovini, O. Polit // Composite Structures. – 2016. – Vol. 155.

2. An, H. Optimal design of composite sandwich structures by considering multiple structure cases / H. An, S. Chen, H. Huang // Composite Structures. – 2016. – Vol. 152.

3. Scott Burton, W. Assessment of computational models for sandwich panels and shells / W. Scott Burton, A.K. Noor // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. – 1995. – Vol. 124.

4. Димитриенко, Ю.И. Многомасштабное конечно-элементное моделирование трехслойных сотовых композитных конструкций / Ю.И. Димитриенко, Н.Н. Федонюк, Е.А. Губарева, С.В. Сборщиков, А.А. Прозоровский // Наука и образование: электронное научно-техническое издание. – 2014. – № 7.

УДК 691.87

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Бочарова Н. В., Уласевич В. П.

Аннотация: Конструкции из тонкостенных холодногнутых профилей требуют правильного выбора их расчетной модели, учитывающей особенности работы исследуемой конструкции и дающей результаты, которые близки к реальному поведению системы, поскольку малая толщина стенки элементов конструкции изменяет их поведение под нагрузкой. В отличие от стержней сплошного сечения, имеющего в поперечных направлениях весьма высокую жесткость сечения, тонкостенный стержень можно представить в виде набора тонкостенных элементов, изгибная жесткость которых весьма мала. При воздействии на тонкостенный стержень поперечных нагрузок происходит весьма существенная деформация тонкостенных элементов, составляющий контур его сечения, в результате чего его уже нельзя пренебречь при оценке НДС.

Annotation: Cold-formed thin-walled structures require a correct choice of their design model to allow for the peculiarities of the structure being designed to be taken into account in order to obtain the analysis results that are as close to the actual behavior of the system as possible, since the web's thinness of structural elements affects their behavior under loading. Unlike solid rods, which have a very high cross-sectional rigidity in the transverse directions, a thin-walled rod can be represented as a set of thin-walled elements, the flexural rigidity of which is very small. Under transverse loading, a very significant deformation of thin-walled elements, forming the contour of the bar's cross-section, takes place, as a result of which it can no longer be neglected in the stress-strain analysis of the bar.

Введение. Конструкции из холодноформованных элементов хорошо зарекомендовали себя при строительстве малоэтажных жилых и гражданских зданий, магазинов, торговых павильонов, надстроек и пристроек существующих зданий и сооружений. Они имеют ряд преимуществ: легкий вес, быстроту изготовления, высокую скорость строительства, круглогодичность монтажа, но

сложная работа тонкостенных элементов под нагрузкой требует высокой квалификации проектировщиков. Особого внимания требуют вопросы обеспечения коррозионной стойкости и сопротивления огневому воздействию. На территории Республики Беларусь в 2010 году введен ТКП EN 1993-1-5-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций», расчет таких элементов можно выполнять в соответствии с этим нормативным документом.

Работа конструкций из СТП. Работа конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей должна учитывать:

- разнообразие форм потери устойчивости и возможные их комбинации. Для холодногнутых элементов выделяют три основных типа потери устойчивости: местная (local buckling), устойчивость формы поперечного сечения (distortional buckling) и общая (global buckling). При этом к общей относятся изгибная (flexural), крутильная (torsional) и изгибно-крутильная (flexural-torsional);

- склонность сечений к кручению. Основные виды холодногнутых элементов имеют несимметричное сечение. В этом случае центр изгиба не совпадает с центром тяжести сечения. Если нагрузка не приложена в центре изгиба, чтобы обеспечить изгиб без кручения, любое отклонение от этой оси вызывает кручение элемента;

- смятие, искривление, потеря устойчивости стенки элементов в местах приложения локальной нагрузки;

- чувствительность к начальным несовершенствам. Различают следующие виды наиболее характерных несовершенств холодногнутых элементов: геометрические несовершенства, остаточные напряжения и изменение свойств стали при изготовлении (в местах закругления происходит увеличение предела текучести и временного сопротивления стали);

- работа только в упругой стадии, часто является следствием предрасположенности элемента к потере общей и местной устойчивости (особенность сечения класса 4);

- более сложные узловые соединения;

- закритическая стадия работы элемента при потере местной устойчивости.

При расчете тонкостенных стержней необходимо учитывать деформацию поперечных сечений, математически, это значит, что компоненты НДС от внешних воздействий имеют нелинейную зависимость.

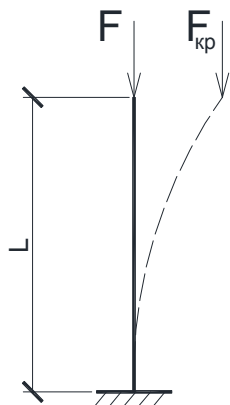
$$\sigma_N = \frac{N}{S(\sigma_N, \tau)}; \sigma_M = \frac{M}{W(\sigma_M, \tau)}; \tau_M = \frac{M}{W_p(\sigma, \tau_M)}. \quad (1)$$

Под нагрузкой в поперечных сечениях тонкостенных стержней появляются касательные напряжения, уровень которых из-за малой толщины стенки будет существенно выше, особенно в случаях открытого профиля сечения, чем в стержнях сплошного сечения, тогда наиболее критичным для тонкостенных стержней будет являться нагружение его крутящим моментом.

Таким образом, можно выделить особую расчетную схему – тонкостенный стержень и соответствующую ему теорию тонкостенных стержней. Нелинейности (1) в поведении тонкостенных конструкций максимально проявляются при высоком уровне нагрузок.

Рассмотрим сказанное на примере решения задачи о потере устойчивости тонкостенных стержней.

Классическая теория стержней. Классическая теория [1] при анализе их устойчивости под действием продольной силы использует формулу Эйлера:



$$F_{кр} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\min}}{\mu \cdot l} \quad (2)$$

При выводе зависимости (2) предполагается, что стержень под действием критической продольной силы, теряет свою изначально прямолинейную форму и становится криволинейным, новая форма описывается в зависимости от условий закрепления по закону синуса или косинуса (рис. 1).

Рисунок 1 – Потеря устойчивости стержня сплошного сечения

Величина J_{\min} [1] показывает, что изгиб стержня при потере устойчивости происходит в плоскости, соответствующей минимальному значению его изгибной жесткости, μ отражает условия закрепления стержня. Потеря устойчивости тонкостенных стержней, в отличие от стержней сплошного сечения, начинается с локальной потери устойчивости входящих в его состав тонкостенных элементов (полок, стенки). В результате этого резко изменяются инерциальные характеристики сечения (в сторону уменьшения) и следом происходит потеря устойчивости стержня в глобальном плане. Поэтому уравнения для тонкостенных стержней должны учитывать изменения контура их поперечного сечения.

Теория тонкостенных стержней Власова В. З. Основные положения теории Власова для тонкостенных стержней [2] опираются на гипотезу жесткого контура, при предельной нагрузке в стенках возникает напряженное состояние, не вызывающее потери местной устойчивости стенок. Им замечено, что критическое напряжение в средней части тонкостенного стержня не вызывает потери его способности к дальнейшему восприятию нагрузок, если одна или более из его продольных граней остаются прямолинейными.

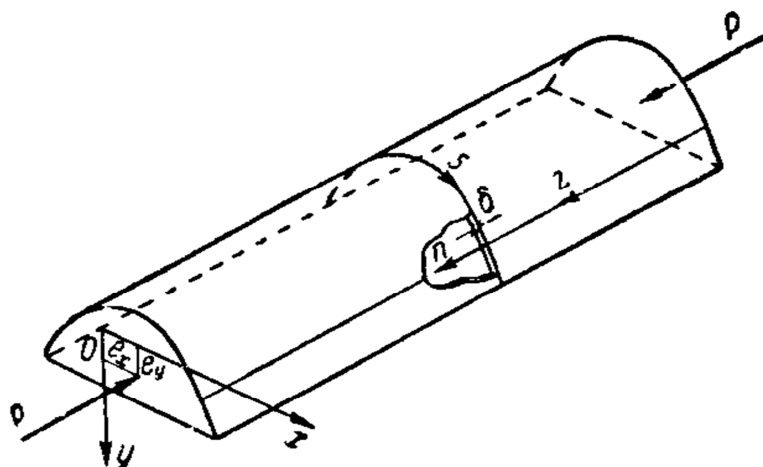


Рисунок 2 – К расчету задачи устойчивости стержня под действием продольной сжимающей силы согласно теории Власова В. З.

Для расчета устойчивости тонкостенных стержней Власов В.З. использует условия статического равновесия элементарной полоски стержня, на основе которых им получена следующая система дифференциальных уравнений:

$$\begin{cases} E \cdot I_y \cdot \xi^{IV} - [N \cdot (\xi' + a_y \cdot \theta')] + (M_x \cdot \theta)'' = 0; \\ E \cdot I_x \cdot \eta^{IV} - [N \cdot (\xi' + a_x \cdot \theta')] + (M_y \cdot \theta)'' = 0; \\ E \cdot I_\omega \cdot \theta^{IV} - G \cdot I_\omega \cdot \theta'' - [(r^2 \cdot N + 2 \cdot \beta_y \cdot M_x - 2 \cdot \beta_x \cdot M_y + \beta_\omega \cdot B) \cdot \theta]' + \\ + [q_x \cdot (e_x - a_x) + q_y \cdot (e_y - a_y)] \cdot \theta - a_y \cdot (N \cdot \xi') + a_x \cdot (N \cdot \eta') + M_x \cdot \xi'' + M_y \cdot \eta'' = 0 \end{cases}, \quad (3)$$

где θ, ξ, η – параметры, характеризующие деформацию сечения.

Система (3) учитывает влияние деформации сечения на НДС тонкостенного стержня, однако ее решение значительно сложнее уравнений Эйлера.

Модель тонкостенного стержня Лещенко А. П. [5] построена на основе вариационного метода, и его расчет также сводится к решению системы дифференциальных уравнений:

$$\begin{cases} (E \cdot I_y \cdot \zeta' - q_z \cdot Z)' = 0; \\ (E \cdot I_y \cdot \xi'')'' - (q_x \cdot e_y)' - q_x = 0; -(G \cdot \bar{J}_d \cdot \bar{\theta}')' + m_* = 0; \\ (E \cdot I_x \cdot \eta'')'' - (q_z \cdot e_x)' - q_y = 0; -(G \cdot J_\omega^* \cdot \bar{\theta}'')' + (q_z \cdot w_c)' - m = 0 \end{cases}. \quad (4)$$

Система дифференциальных уравнений (4) выведена в предположении, что угол закручивания тонкостенной конструкции состоит из суммы двух углов закручивания – угла кручения относительно центра чистого кручения $\bar{\theta}$ и угла кручения относительно центра свободного кручения $\tilde{\theta}$.

Анализ аналитических методов расчета устойчивости стержней показывает, что учет деформации сечения существенно затрудняет получение решения, поскольку связано с решением неоднородных дифференциальных уравнений, которые приводят к большому объему вычислений.

Численные методы расчета получили в последнее время большое распространение (метод конечных разностей, метод конечных элементов и др.), поскольку реализованные в различных программах, например Ansys, Nastran т. д., позволяют оперативно решать довольно сложные задачи.

Математически расчет устойчивости в МКЭ выполняется динамическим методом и сводится к решению задачи на собственные значения, которая имеет вид [6]:

$$([K] + \lambda_i \cdot [S]) \cdot \{\psi\}_i = \{0\}. \quad (5)$$

Программа определяет такие нетривиальные (ненулевые значения) собственных чисел λ_i и собственных векторов $\{\psi\}_i$, которые соответствуют решению системы (5). В процессе решения внешняя нагрузка прикладывается ступенчато, на каждом из этапов решения НДС исследуемой конструкции определяются соответствующие изменения ее жесткости $[S]$, которые согласно урав-

нения (5), учитываются в матрице жесткости $[K]$. Полученные N собственных чисел и собственных векторов будут соответствовать множителям внешней нагрузки и форме потери устойчивости соответственно.

Преимуществом расчета устойчивости методом МКЭ является простота постановки задачи, соответствие геометрии исследуемой конструкции ее действительным размерам со всеми геометрическими и физическими неоднородностями, которые при аналитическом расчете сильно затрудняют решение. Недостатками являются сильная зависимость точности решения от вида используемого конечного элемента, сетки конечных элементов. МКЭ ищет решение нелинейных зависимостей (1) путем решения линейной системы.

Для численных методов остается проблемой верификация точности полученного результата, поскольку он отличается от значений, полученных аналитическими методами.

Матрица жесткости КЭ тонкостенного стержня открытого профиля.

При проектировании конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля полностью предотвратить кручение невозможно – это может быть из-за неточности изготовления и монтажа, повреждения связей, изменения расчетных схем. При кручении тонкостенного стержня, из-за стеснения деформации сечения, появляются дополнительные секториальные нормальные напряжения, вносящие существенный вклад в нормальные напряжения, уменьшая или увеличивая их. Неправильный учет жесткостных параметров ведет к неверному определению усилий и перемещений, следствием неточного расчета является или излишние запасы несущей способности, или перенапряжение конструкции. Тонкостенный конечный элемент (ТКЭ) предложил Туснин А.Р.[5], по сравнению с традиционными элементами имеет дополнительно еще одну степень свободы – депланацию (рис. 3).

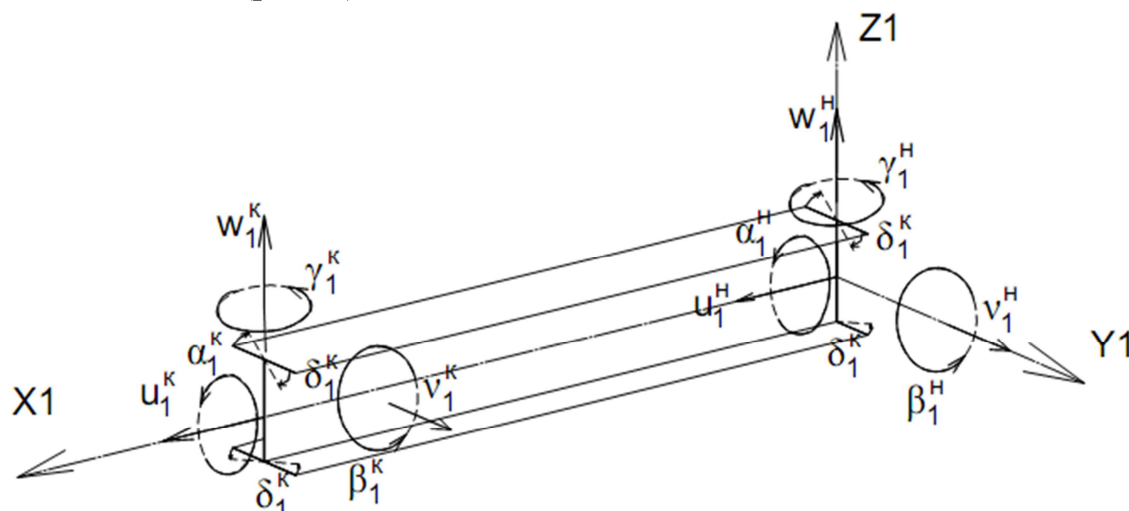


Рисунок 3 – Возможные перемещения узлов тонкостенного КЭ

С каждым стержнем связана местная система координат (оси X_1, Y_1, Z_1), произвольно ориентированная относительно общей системы (оси X, Y, Z). Системы координат правые. Приняты следующие условные обозначения перемещений:

u_1 – линейное перемещение вдоль оси X_1 ; v_1 – линейное перемещение вдоль оси Y_1 ; w_1 – линейное перемещение вдоль оси Z_1 ; α_1 – угол поворота относи-

тельно оси $X1$; β_1 – угол поворота относительно оси $Y1$; γ_1 – угол поворота относительно оси $Z1$; δ_1 – *депланация* сечения. Наличие индекса 1 означает, что перемещения рассматриваются в местной системе координат, а индексы «н» и «к» используются для обозначения перемещений соответственно начала и конца стержня. Для жесткостных параметров тонкостенного стержня открытого профиля приняты следующие обозначения: EA – продольная жесткость стержня; EY – изгибная жесткость стержня относительно оси $Y1$; EIZ – изгибная жесткость стержня относительно оси $Z1$; GI_t – жесткость стержня на чистое кручение; EJ_ω – секториальная жесткость стержня.

Таблица 1 – Матрица жесткости ТКЭ с двумя осями симметрии

	u_1^H	v_1^H	w_1^H	α_1^H	β_1^H	γ_1^H	δ_1^H	u_1^K	v_1^K	w_1^K	α_1^K	β_1^K	γ_1^K	δ_1^K
u_1^H	$\Gamma_{1,1}$							$\Gamma_{1,8}$						
v_1^H		$\Gamma_{2,2}$				$\Gamma_{2,6}$			$\Gamma_{2,9}$				$\Gamma_{2,13}$	
w_1^H			$\Gamma_{3,3}$		$\Gamma_{3,5}$					$\Gamma_{3,10}$		$\Gamma_{3,12}$		
α_1^H				$\Gamma_{4,4}$			$\Gamma_{4,7}$				$\Gamma_{4,11}$			$\Gamma_{4,14}$
β_1^H					$\Gamma_{5,5}$					$\Gamma_{5,10}$		$\Gamma_{5,12}$		
γ_1^H						$\Gamma_{6,6}$			$\Gamma_{6,9}$				$\Gamma_{6,13}$	
δ_1^H							$\Gamma_{7,7}$				$\Gamma_{7,11}$			$\Gamma_{7,14}$
u_1^K								$\Gamma_{8,8}$						
v_1^K									$\Gamma_{9,9}$				$\Gamma_{9,13}$	
w_1^K										$\Gamma_{10,10}$		$\Gamma_{10,12}$		
α_1^K											$\Gamma_{11,11}$			
β_1^K												$\Gamma_{12,12}$		$\Gamma_{11,14}$
γ_1^K													$\Gamma_{13,13}$	
δ_1^K														$\Gamma_{14,14}$

Симметрично относительно главной диагонали.

Длина стержня – 1. Матрица жесткости ТКЭ основана на теории В.З. Власова [2], имеющей хорошее экспериментальное и теоретическое подтверждение.

Компонентами матрицы жесткости являются реакции в связях, возникающие при единичных перемещениях связей. Неравные нулю элементы матрицы жесткости равны:

$$\begin{aligned}
r_{1,1} = r_{8,8} &= \frac{EA}{l}; & r_{1,8} &= -\frac{EA}{l}; & r_{2,2} = r_{9,9} &= \frac{12EI_z}{l^3}; & r_{2,6} = r_{2,13} &= \frac{6EI_z}{l^2}; & r_{2,9} &= -\frac{12EI_z}{l^3}; \\
r_{9,13} &= -\frac{6EI_z}{l^2}; & r_{3,3} = r_{10,10} &= \frac{12EI_y}{l^3}; & r_{3,5} = r_{3,12} &= -\frac{6EI_y}{l^2}; & r_{3,10} &= -\frac{12EI_y}{l^3}; & r_{10,12} &= \frac{6EI_y}{l^2}; \\
r_{4,4} = r_{11,11} &= \frac{\lambda EI_\omega}{l^3}; & r_{4,7} = r_{4,14} &= \frac{\alpha EI_\omega}{l^2}; & r_{4,11} &= -\frac{\lambda EI_\omega}{l^3}; & r_{11,14} &= -\frac{\alpha EI_\omega}{l^2}; \\
r_{5,5} = r_{12,12} &= \frac{4EI_y}{l}; & r_{5,10} &= \frac{6EI_y}{l^2}; & r_{5,12} &= \frac{2EI_y}{l}; & r_{6,6} = r_{13,13} &= \frac{4EI_z}{l}; \\
r_{6,9} &= -\frac{6EI_z}{l^2}; & r_{6,13} &= \frac{2EI_z}{l}; & r_{7,7} = r_{14,14} &= \frac{\mu EI_\omega}{l}; & r_{7,11} &= -\frac{\alpha EI_\omega}{l^2}; & r_{7,14} &= \frac{g EI_\omega}{l},
\end{aligned} \tag{6}$$

где μ , g , α , λ – безразмерные коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\begin{aligned}
\alpha &= \frac{k^2 \cdot l^2 \cdot (ch(k \cdot l) - 1)}{k \cdot l \cdot sh(k \cdot l) - 2 \cdot ch(k \cdot l) + 2}; & g &= \frac{k \cdot l \cdot (sh(k \cdot l) - k \cdot l)}{k \cdot l \cdot sh(k \cdot l) - 2 \cdot ch(k \cdot l) + 2}; \\
\lambda &= \frac{k^3 \cdot l^3 \cdot sh(k \cdot l)}{k \cdot l \cdot sh(k \cdot l) - 2 \cdot ch(k \cdot l) + 2}; & \mu &= \frac{k \cdot l \cdot (k \cdot l \cdot ch(k \cdot l) - sh(k \cdot l))}{k \cdot l \cdot sh(k \cdot l) - 2 \cdot ch(k \cdot l) + 2};
\end{aligned} \tag{7}$$

$k = \sqrt{\frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_\omega}}$ – изгибно-крутильная характеристика стержня.

При построении матрицы жесткости всей конструкции необходимо выполнить преобразование матрицы жесткости ТКЭ из местной системы координат в общую систему координат. Преобразование выполняется так:

$$R = T^T \cdot r \cdot T, \tag{8}$$

где R – матрица жесткости ТКЭ в общей системе координат; r – матрица жесткости в местной системе координат (таблица 1); T – матрица преобразования координат; T^T – транспонированная матрица преобразования координат.

$$T = \begin{bmatrix} c & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & d_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d_k \end{bmatrix}, \tag{9}$$

где c – матрица направляющих косинусов, d_n и d_k – коэффициенты преобразования деформации для начала и конца стержня.

Следует отметить, что коэффициенты при компонентах матриц жесткости являются отношением гиперболических функций, знаменатель которых может

обращаться в нуль, и эти конечные элементы неприменимы для расчета тонкостенных стержней замкнутого профиля.

Поэтому нужен расчетный комплекс, который имеет специальный модуль для расчета таких конструкций (матрица жесткости КЭ должна быть 14×14), чтобы правильно учесть особенности поведения элементов конструкции под нагрузкой.

Определение эффективного (редуцированного) сечения. При оценке эффективных геометрических характеристик в соответствии с [7] учитывают следующие аспекты:

- толщина холодноформованного элемента. Под этой толщиной понимается толщина элемента без учета покрытия, т. е. номинальная толщина листа после холодного формования за вычетом толщины покрытия;

- срединная линия. При определении эффективных геометрических характеристик используется теоретическая ширина элементов, т. е. расстояние между точками пересечений срединных линий сечения. Изначально радиусы закруглений не принимаются в расчет, получают идеализированное сечение, состоящее из прямоугольных элементов;

- влияние углов закругления. Допускается не учитывать влияние закруглений углов сгиба на сопротивление сечения, если выполняются условия: $r < 5t$ и $r < 0,5b_p$, где b_p – теоретическая ширина сечения, r – радиус сгиба. При определении жесткостных характеристик влияние углов сгиба нужно учитывать всегда;

- предел текучести. При расчете на прочность с учетом местной потери устойчивости предел текучести f_u принимается как $f_{u\beta}$ для случая определения эффективной ширины сжатых элементов согласно [7].

Учет потери устойчивости формы сечения. Для предотвращения потери местной устойчивости наиболее эффективным является уменьшение ширины тонкостенного элемента или его подкрепление по свободной стороне посредством элемента жесткости (одинарные или двойные отгибы на свесах сечения либо промежуточные гофры). Наличие элементов жесткости в сечении позволяет повысить величину нагрузки, которую может воспринять тонкостенный элемент. При этом возможно возникновение потери устойчивости формы сечения. Данный тип потери устойчивости характеризуется тем, что устойчивость теряют непосредственно элементы жесткости. Элемент жесткости ведет себя как сжатый стержень с непрерывным частичным раскреплением, в расчетной схеме это раскрепление представлено в виде упругоподатливой связи (пружины). Определяем жесткость этой связи (K), потом критические напряжения потери устойчивости элемента жесткости в упругой стадии ($\sigma_{cr,s}$), далее определяем коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (χ_d). Потерю устойчивости формы сечения учитывают путем уменьшения толщины элемента жесткости, умножая ее полное значение на коэффициент χ_d .

В программных комплексах стали появляться специальные модули для расчета геометрических характеристик сечения, а также центра тяжести сечения, центра изгиба сечения и секториальных площадей.

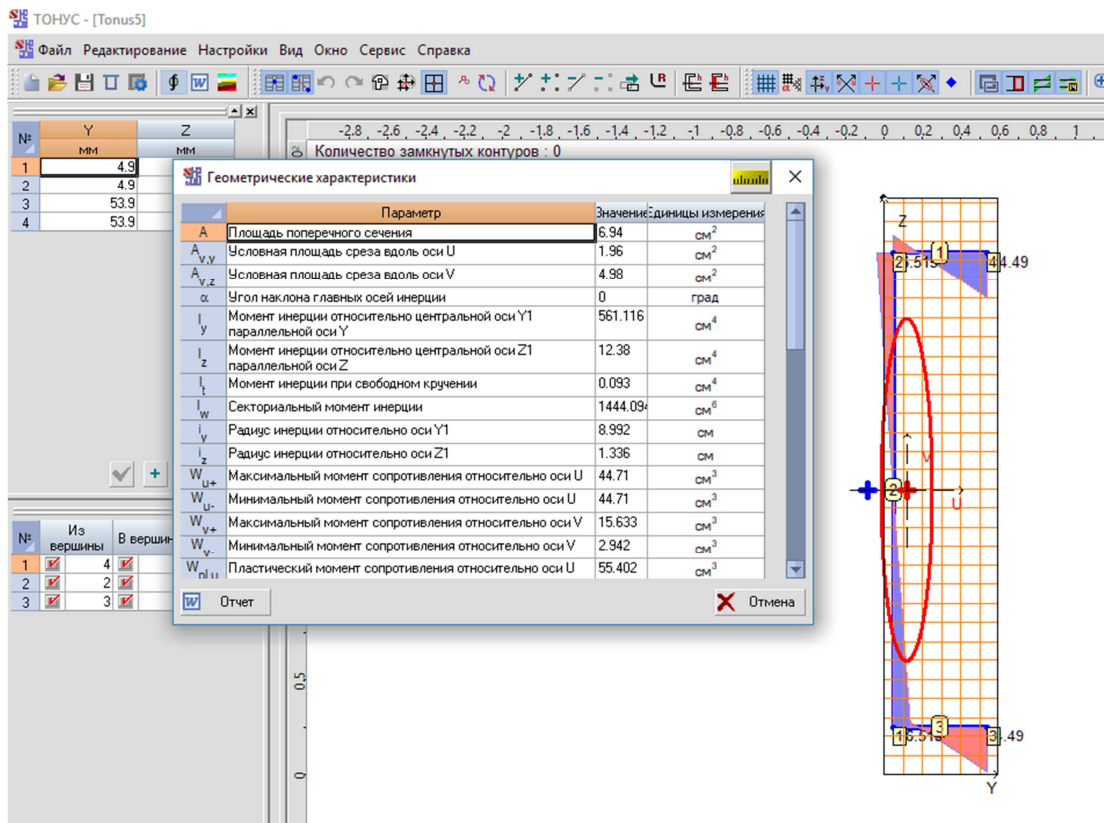


Рисунок 4 – SCAD Office, программа «Тонус»

Программа CFSteel предназначена для расчета элементов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутому профилей, расчет центрально-сжатых, сжатых с изгибом и изгибаемых стержней. Для наглядности наряду с полным сечением приводится параметризованное изображение эффективного сечения.

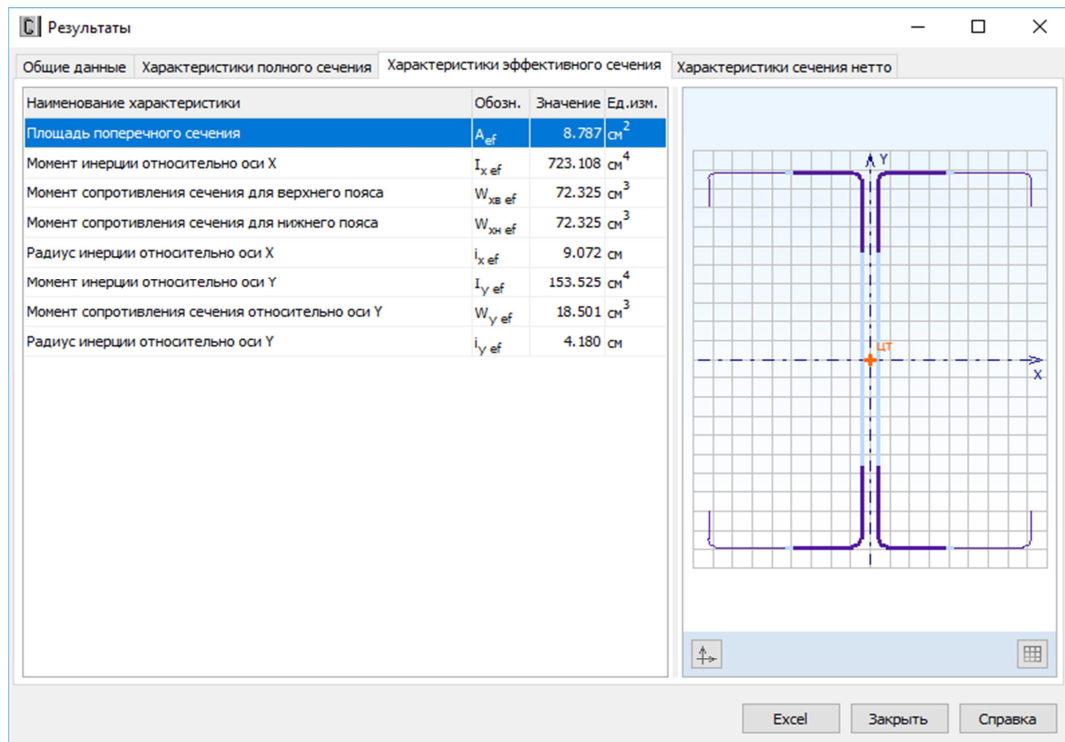


Рисунок 5 – Вид одной из страниц вывода результатов

Заключение. С введением в 2009 году Еврокодов в РБ появилась возможность нормативно закреплённого расчёта холодноформованных элементов, но чтобы выполнить этот расчёт правильно, нужна высокая подготовка инженеров-проектировщиков. Поэтому часто конструкции из тонкостенных элементов рассчитывают без учёта эффективных характеристик. Недостатком Еврокодов является отсутствие ярко выраженной инженерной методики расчёта. Для учёта правильной работы под нагрузкой конструкций из тонкостенных элементов необходимо, чтобы расчётный комплекс имел возможность учесть дополнительно ещё одну степень свободы, а также выполнялся учёт эффективных характеристик сечения.

Программа CFSteel может рассматриваться как виртуальный инструмент научных исследований для оценки несущей способности стержневых систем из стальных тонкостенных холодногнутых конструкций (СТХК), а при наличии деформационной модели воздействий стержневых систем сложной геометрической структуры, и её реализации в компьютерной программе, их совместная работа может рассматриваться как деформационная модель их расчёта, позволяющая предельно приблизить результаты её расчёта к реальному напряженно-деформированному состоянию конструктивных схем систем из СТХК.

Список цитированных источников

1. Вольмир, А. С. Устойчивость деформируемых систем. – Москва : Наука, 1967. – 984 с.
2. Власов, В. З. Тонкостенные упругие стержни. – Москва : Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. – 568 с.
3. Бычков, Д. В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. – Москва : 1962. – 478 с.
4. Лещенко, А. П. Фундаментальная строительная механика упругих систем. – Москва, 2008 – 546 с.
5. Туснин, А.Р. Расчёт и проектирование конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля / автореферат на соиск. учен. степ. спец.: 05.23.01. – Москва, 2004. – 37 с.
6. Ray, E. Clough. Dynamic of Structures. – New York : McGraw-Hill, 1995. – 3th ed. – P. 752.
7. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. – Ч. 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов: ТКП EN 1993-1-3-2009*(02250). – Минск : Минстройархитектуры, 2014. – 119 с.
8. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. – Ч. 1-5. Пластинчатые элементы конструкций: ТКП EN 1993-1-3-2009*(02250). – Минск : Минстройархитектуры, 2014. – 51 с.

УДК 624.426.5

СОЧЕТАНИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1990

Верёвка Ф. А., Мартынов Ю. С., Надольский В. В.

Annotation: *The article is devoted to the review of the deterministic approach to the combination of loads in accordance with the normative document TKP EN 1990, which is currently used in the Republic of Belarus in the calculation of building structures. The aim of this work is to provide with the generalized information about the method of choosing the design combination of loads for various groups of limit states in accordance with different types of representative values of variable loads.*

Аннотация: *статья посвящена обзору принципов сочетания значений воздействий в соответствии с действующим в настоящее время на территории Республики Беларусь нормативным документом по расчёту строительных конструкций ТКП EN 1990. Цель данной работы обобщение информации о методике выбора расчетного сочетания воздействий для различных групп предельных состояний с учётом различных типов репрезентативных значений переменных воздействий.*

Введение. Строительные конструкции, как правило, подвергаются воздействию более одной переменной нагрузки. В связи с этим возникает проблема выбора «адекватного» расчетного сочетания нагрузок, которое наиболее полно и объективно описывало бы комплексное воздействие на конструкцию. Важно подчеркнуть, что данная проблема является одной из ключевых при определении надежности сооружений, поэтому работы многих отечественных и зарубежных исследователей направлены на ее преодоление. Отметим, что более правильно было бы рассматривать данную проблему не как задачу о выборе расчетного сочетания нагрузок, а как задачу о выборе расчетного сочетания эффектов воздействий (внутренних усилий, напряжений и т. п.) [1].

В общем случае можно отметить, что правила сочетания воздействий должны быть составлены таким образом, чтобы были учтены следующие факторы:

- «с помощью правила сочетаний нагрузок и содержащегося в нем коэффициента сочетаний учитывается ограниченная вероятность одновременного появления наибольшего значения кратковременных нагрузок» [2];

- правила сочетания должны быть легкодоступными в плане понимания и применения с целью простоты анализа получаемых расчетов;

- правила сочетания должны быть такими, чтобы запроектированная с их применением конструкция обладала примерно равной надежностью для всех возможных сочетаний воздействий и соответствовала целевому уровню надежности;

- правила сочетания не должны зависеть от материала конструкции.

В настоящее время в рамках ТКП EN 1990 [3] в общем случае различают основные и особые сочетания. Основные сочетания учитывают постоянные и переходные расчетные ситуации. Наличие внезапных нагрузок (вследствие взрывов, пожаров, землетрясений и т. д.) рассматривается в особых расчетных ситуациях. Во всех нормативных документах принято, что в особом сочетании особое воздействие вводится с полным значением, а для значений переменных нагрузок применяются понижающие коэффициенты.

Задачей настоящего обзора является рассмотрение подхода к решению задачи о выборе расчетного сочетания воздействий в соответствии с положениями ТКП EN 1990 [3].

1 Репрезентативные значения переменных воздействий. В расчетах при проектировании конструкций все воздействия, включая воздействия окружающей среды, в соответствии с ТКП EN 1990 [3], характеризуются репрезентативными значениями. Наиболее важным репрезентативным значением воздействия F [3, п. 4.1.2(1)P] является характеристическое значение F_k . В зависимости от представленных данных и принятой практики характеристическое значение должно быть определено как средняя, нижняя или верхняя оценка по статистическим данным или как номинальное значение (которое не относится ни к одному из известных статистических распределений). В настоящее время существует очевидный недостаток статистических данных относительно различного рода воздействий и влияния окружающей среды. В тех случаях, когда статистическое распределение является неизвестным, характеристическое значение может быть определено как номинальное [3, п. 4.1.2(1)P].

Для определения характеристического значения переменного воздействия используются два отдельных независимых показателя:

- установленный *промежуток времени* (базовый период), во время которого достигается экстремум (например, годовой максимум или минимум);
- *заданная вероятность*, при которой экстремальные значения не выше (в случае максимума) или не ниже (в случае минимума) характеристического значения.

В общем случае характеристическое значение Q_k климатических воздействий и полезных (функциональных) нагрузок в постоянных расчетных ситуациях базируется на заданной вероятности 0.98, а базовый период составляет 1 год [3, п. 4.1.2(7), прим. 2].

Помимо характеристических значений воздействий, ТКП EN 1990 [3] содержит еще целый ряд репрезентативных значений переменных воздействий. Для переменных воздействий обычно используются три репрезентативных значения: комбинационное $\psi_0 Q_k$, частое $\psi_1 Q_k$ и практически постоянное $\psi_2 Q_k$ [3, п. 4.1.3(1)P]. При этом соблюдается следующее неравенство:

$$Q_k > \psi_0 Q_k > \psi_1 Q_k > \psi_2 Q_k . \quad (1)$$

Комбинационное значение переменного воздействия $\psi_0 Q_k$ используется для проверки предельных состояний несущей способности и необратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности [3, п. 4.1.3(1)P]. Множитель ψ_0 учитывает вероятность одновременного появления наиболее неблагоприятных значений двух (или более) независимых переменных воздействий.

Частое значение переменного воздействия $\psi_1 Q_k$ используется для проверки предельных состояний несущей способности, включающих особые воздействия, и для проверки обратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности. В соответствии с ТКП EN 1990 [3] частое значение $\psi_1 Q_k$ переменного воздействия Q определяется так, что общее время для которого $Q > \psi_1 Q_k$ в пределах выбранного установленного промежутка времени является всего лишь небольшой частью или частота события $Q > \psi_1 Q_k$ является ограниченной заданной величиной. Например, согласно [3, п. 4.1.3(1)P, прим. 1] для зданий ее значение рекомендовано применять равным 0,01 от продолжительности периода отнесения.

Практически постоянное значение переменного воздействия $\psi_2 Q_k$ используется для проверки предельных состояний несущей способности, включающих особые воздействия, для проверки обратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности, для расчетов долговременных (длительных) эффектов. В соответствии с [3, п. 4.1.3(1)P, прим. 1] практически постоянное значение нагрузок, действующих на перекрытия зданий, обычно принимается таким образом, чтобы время его превышения составляло 0,5 базового периода. Практически постоянное значение альтернативно может быть определено как значение, усредненное за определенный период времени. Для некоторых видов воздействий коэффициент ψ_2 может быть весьма незначительным.

Рекомендуемые значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 и ψ_2 для сооружений и зданий представлены в приложении А ТКП EN 1990 [3, А. 1.2.2].

2 Общие требования составления сочетаний воздействий. Влияние воздействий, которые не могут сосуществовать одновременно в силу физических или функциональных причин, не следует рассматривать вместе, в виде сочетаний воздействий [3, п. А1.2.1(1)].

В целях упрощения проектирования в соответствии с ТКП EN 1990 [3] возможно при расчете сочетаний воздействий брать за основу не более двух переменных воздействий [3, п. А1.2.1(1)]. При этом использование отмеченного упрощения зависит от назначения, формы и местоположения здания, однако конкретные указания не даны.

В ТКП EN 1990 [3] даны следующие принципы составления сочетаний воздействий:

[3, п. 6.4.3.1(4)P]: Если результаты проверки могут быть очень чувствительны к изменениям значения постоянного воздействия от места к месту в конструкции, неблагоприятная и благоприятная части этого воздействия должны рассматриваться как отдельные воздействия. Конечно, для того чтобы выявить случаи зависимости предельных состояний от изменения интенсивности воздействия, необходимо принятие инженерного решения, что вносит субъективность в принятое решение. Данное правило в основном распространяется на предельные состояния статического равновесия.

[3, п. 6.4.3.1(5)]: Если несколько эффектов одного воздействия (например, изгибающий момент и вертикальная сила от собственного веса) не имеют полной взаимной корреляции, частный коэффициент, примененный к любому благоприятному компоненту, может быть понижен.

Если две или более независимые нагрузки будут оказывать воздействие одновременно, их сочетание должно рассматриваться в соответствии с главой 6 ТКП EN 1990 [3]. Для каждой нагрузки необходимо рассматривать несколько реалистичных сценариев, разработать варианты результатов воздействий, которые необходимо учесть в проекте.

В общем случае правила сочетания воздействий различны для следующих типов проверок:

- проверок предельных состояний несущей способности;
- проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности.

В рамках проверок предельных состояний несущей способности для постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания) необходимо отдельно рассмотреть следующие группы предельных состояний несущей способности:

1. EQU: потеря статического равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело, для которой незначительные изменения значения или пространственного распределения постоянных воздействий от одного источника являются значительными и прочность материалов конструкции или основания в общем случае не оказывают влияния на предельное состояние;

2. STR: внутреннее разрушение или чрезмерные деформации конструкции или элементов конструкции, включая фундаменты, сваи, подпорные стенки и т. д., для которых прочность материалов имеет определяющее значение;

3. GEO: разрушение или чрезмерные деформации основания, для которых прочность основания или скальной породы имеет определяющее значение для обеспечения несущей способности конструкции.

Также при проверках предельных состояний несущей способности в отдельную группу выделяют расчетные ситуации, возникающие при особых и сейсмических воздействиях.

3 Сочетание воздействий для проверок предельных состояний несущей способности.

3.1 Сочетание воздействий в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания). Правила составления сочетаний эффектов воздействий для постоянных или переходных расчетных ситуаций сводятся к выражениям 6.10 и (6.10a)/(6.10b) ТКП EN 1990[3]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.10) [3]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.10a)/ (6.10b) [3]$$

В рамках данного правила сочетаний воздействий принято, что несколько переменных воздействий действуют одновременно, при этом выделяют доминирующее переменное воздействие Q_1 ($Q_{k,1}$), основное (при его наличии) сопутствующее переменное воздействие $\psi_0 Q_k$ ($\psi_{0,1} Q_{k,1}$), другие сопутствующие переменные воздействия $\psi_0 Q_k$ ($\psi_{0,i} Q_{k,i}$).

Доминирующее переменное воздействие Q_1 означает, что для рассматриваемого эффекта воздействия (например, изгибающего момента в поперечном сечении элемента) переменное воздействие Q_1 создает наиболее неблагоприятное значение эффекта и, таким образом, принимается в расчет со своим характеристическим значением $Q_{k,1}$. Если доминирующее воздействие не очевидно, то необходимо каждое переменное воздействие по очереди рассмотреть как доминирующее.

Если физически возможно, то другие переменные воздействия должны быть приняты в расчет как сопутствующие переменные воздействия со своими комбинационными значениями $\psi_0 Q_k$. Разделение сопутствующих переменных воздействий на «основное» и «другие» методологически позволяет учесть пониженную вероятность появления «других» сопутствующих переменных воздействий, однако данное разделение требует введения дополнительных значений коэффициентов ψ_0 , и по этой причине в настоящее время в численных записях различий между «основным» и «другими» сопутствующими переменными воздействиями нет.

Понижающий коэффициент ξ применяется для неблагоприятных постоянных воздействий. В выражении (6.10a) все временные воздействия приняты в расчет со своими комбинационными значениями ($\psi_0 Q_k$). В выражении (6.10b) одно переменное воздействие определено как доминирующее воздействие (другие временные воздействия приняты в расчет как сопутствующие воздействия), а уменьшающий коэффициент применяется к неблагоприятным постоянным воздействиям.

Ниже рассмотрены указания по определению сочетаний в зависимости от подгруппы предельных состояний несущей способности с учетом положений национального приложения к ТКП EN 1990 [3]. Стоит отметить, что в целом для критических предельных состояний в постоянных и переходных расчетных ситуациях согласно [3, п А.3.1(1)] расчетные значения воздействий следует принимать в соответствии с [3, т. А.2(A) – А.2(C)].

1.1.1.1.1 Предельные состояния EQU

Статическое равновесие конструкции или ее части (рассматриваемой как твердое тело) проверяется путем применения расчетных сочетаний воздействий, основанных на формуле (6.10) ТКП EN 1990 [3].

1.1.1.1.2 Предельные состояния STR

Расчеты элементов конструкций (STR, см. 6.4.1 [3]), не учитывающие геотехнические воздействия, рекомендуется производить, применяя расчетные сочетания воздействий, основанные на менее благоприятном варианте из формул (6.10a) и (6.10b) ТКП EN 1990 [3].

Применения двух выражений (6.10a) и (6.10b) позволяет каждое воздействие, в том числе постоянные воздействия G, рассматривать как в качестве «доминирующего» воздействия, так и в качестве «сопутствующего» воздействия.

При расчетах элементов конструкций заводского изготовления национальное приложение к ТКП EN 1990 [3] позволяет принимать в выражениях (6.10a) и (6.10b) значение частного коэффициента $\gamma_{G,sup} = 1,15$ при соблюдении следующих условий:

- в заводских условиях организована система контроля качества продукции;
- коэффициент вариации собственного веса составляет не более 5 %;
- отношение суммы характеристических значений переменной (полезной) нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, должно находиться в следующих пределах:

$$0.1 \leq \frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} \leq 0.4 . \quad (2)$$

Ниже в таблице 1 представлены принципы составления расчетных сочетаний воздействий в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания) в соответствии с ТКП EN 1990[3]. Сочетания составлены для конструкций и их конструктивных элементов, относящихся ко второму классу надежности RC2.

В таблице 1 обозначение EQU 1 принято для описания ситуации, при которой *сопротивление элементов конструкции не включено* в расчет статического равновесия, расчетные значения воздействий в таком случае определяются согласно данным национального приложения [3, т. А.2(А)].

Обозначения EQU 2, EQU 3 приняты для описания ситуации, при которой *расчет статического равновесия включает также сопротивление элементов конструкции*, расчетные значения воздействий в таком случае определяются согласно данным национального приложения [3, прим. 2 т. А.2(А)].

Обозначение STR 1 принято для общего описания ситуации расчета на внутреннее разрушение или чрезмерные деформации элементов конструкций, для которых прочность материалов имеет определяющее значение, при этом в данной расчетной ситуации не учитываются геотехнические воздействия.

Обозначение STR 2 принято для описания ситуации расчета на внутреннее разрушение или чрезмерные деформации элементов конструкций, выполненных в заводских условиях.

Таблица 1 – Принципы составления расчетных сочетаний воздействий для расчета по предельным состояниям по несущей способности в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания)

Предельные состояния		Постоянные воздействия		Переменные воздействия		
		неблагопр.	благопр.	доминир.	сопутств.	
					основное	прочие
EQU	EQU 1	$1.1 G_{kj,sup}$	$0.9 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}$	–	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	EQU 2	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.15 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}$	–	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	EQU 3	две отдельные проверки согласно сочетаниям EQU 1 и STR 1				
STR	STR 1	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	—	$1.5 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
		$0.85 \cdot 1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,i}$	–	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	STR 2	$1.15 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	—	$1.5 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
		$0.85 \cdot 1.15 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,i}$	–	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$

3.2 Сочетание воздействий для особых расчетных ситуаций. Особые воздействия характеризуются очень низкой вероятностью возникновения на протяжении срока эксплуатации конструкции. Такие ситуации являются следствиями нестандартных условий использования, (например, взрывов, ударов транспортных средств или судов, пожара, а также могут явиться следствием землетрясения, ураганных ветров или сильнейших снегопадов), они являются кратковременными. Сейсмические воздействия выделены в отдельный вид особого воздействия, так как для некоторых сооружений при определенных расчетных ситуациях они могут выступать как переменные воздействия.

При особых расчетных сочетаниях доминирующим является особое воздействие. Особые воздействия A_d учитывается совместно с частыми или практически постоянными значениями основного переменного воздействия (если имеется) ($\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$) $Q_{k,i}$ и практически постоянными значениями прочих переменных воздействий $\psi_{2,i} Q_{k,i}$. Ниже в таблице 2 представлены принципы составления расчетных сочетаний при особых и сейсмических воздействиях в соответствии с ТКП EN 1990 [3].

Таблица 2 – Принципы составления расчетных сочетаний при особых и сейсмических воздействиях

Предельные состояния	Постоянные воздействия		Переменные воздействия		
	неблагопр.	благопр.	доминир.	сопутствующие	
				основное	прочие
Особое	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$(\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Сейсмическое	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_{Ed} = \gamma_f A_{Ek}$	–	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Сочетания для особых расчетных ситуаций включают либо явное расчетное значение особого воздействия A_d (например, удара), либо относятся к ситуации после особого события ($A_d = 0$). Для ситуаций пожара A_d относится к расчетному значению непрямого температурного воздействия, как определено в ТКП EN 1991-1-2 [4].

4 Сочетание воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности. В ТКП EN 1990 [3] предложены три сочетания воздействий: характеристическое, частое и практически постоянное. Соответствующее сочетание воздействий должно выбираться в зависимости от требований

и критериев эксплуатационной пригодности, заданных в отдельном проекте, заказчиком или соответствующим национальным компетентным органом [3, п. 6.5.3(1)]. Если в ТКП EN 1991 – ТКП EN 1999 не установлено другое, то для предельного состояния эксплуатационной пригодности рекомендуется применять частные коэффициенты, равные 1,0. Ниже в таблице 3 представлены принципы составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности согласно ТКП EN 1990 [3].

Таблица 3 – Принципы составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности

Сочетание	Постоянные воздействия G_d		Переменные воздействия Q_d	
	неблагоприятные	благоприятные	доминирующие	прочие
Характеристическое	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$
Частое	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$
Практически постоянное	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\Psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$

Характеристическое сочетание, как правило, используют для необратимых предельных состояний [3, п. 6.5.3(2)а], например превышение некоторых пределов раскрытия трещин в бетонных конструкциях. Частое сочетание, как правило, используют для обратимых предельных состояний [3, п. 6.5.3(2)б]. Практически постоянное сочетание, как правило, для оценки длительных эффектов (например, эффекты ползучести и усадки в бетонных конструкциях) и внешнего вида конструкции [3, п. 6.5.3(2)с, п. А1.4.3(4)].

Заключение. В результате анализа правил составления расчетных сочетаний воздействий, принципов назначения и области применения различных репрезентативных значений воздействий при составлении расчетных сочетаний воздействий для различных групп предельных состояний в соответствии с ТКП EN 1990 [3] сделана попытка систематизации и приведения к табличному виду правила составления расчетных сочетаний для предельных состояний по несущей способности для EQU с учетом и без учета влияния сопротивления элементов и для STR без учета геотехнических воздействий в общем случае, а также с учетом фактора заводского изготовления. На основании выполненного анализа можно выделить ряд недостатков, лежащих в основе правил сочетаний воздействий согласно ТКП EN 1990 [3]:

- не обосновано допущение (упрощение) о возможности учета не более двух переменных в сочетаниях воздействий, что, в свою очередь, при использовании формул (6.10а) и (6.10б) может привести к недопустимому снижению уровня надежности.
- в национальном приложении к ТКП EN 1990 [3] не установлены значения предельных значений для критериев (предельные значения деформаций, колебаний, повреждений) проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности. Среди подобных критериев в отдельную группу стоит выделить значения предельных прогибов;
- относительная точность определения номинального характеристического значения воздействия при явном отсутствии статистических данных относительно различного рода воздействий и влияния окружающей среды.

Актуальность направления дальнейшего исследования, связанного с необходимостью рассмотрения вероятностного подхода применительно к сочетанию воздействий [1, 5, 6], обуславливают главным образом несколько факторов:

- необходимость объективного учета сложного характера изменения во времени нагрузок и новых статистических данных;
- учет вероятностных свойств воздействий, в частности, представление воздействий в виде случайных процессов и анализ их взаимодействий;
- установление корреляционных связей между воздействиями, так как не все воздействия могут быть отнесены к независимым.

Список цитированных источников

1. Перельмутер, А. В. Расчетные сочетания нагрузок для проверки надежности конструкций (обзор) / А. В. Перельмутер, С. Ф. Пичугин // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – 2015. – № 15. – С. 4.
2. Шпете, Г. Надёжность несущих строительных конструкций / Г. Шпете – Москва : Стройиздат, 1994. – 288 с.
3. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. Введ. 01.07.12. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 70 с.
4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости: EN 1991-1-2-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 50 с.
5. Мартынов, Ю. С. Вероятностные модели воздействий для условий Республики Беларусь / Ю. С. Мартынов, В. В. Надольский // Вестник Полоцкого государственного университета. – Серия F: Прикладные науки. Строительство. – 2014. – № 16. – С. 13–19.
6. Nadolski, V. A first attempt to determine the partial factors according to Eurocodes for the verification of ULS of steel elements for conditions of the Republic of Belarus / V. Nadolski, V. Tur // Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering –2016 – Vol. 14 (No 1) – P. 44 – 50.

УДК 624.014

ПОТЕРЯ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СЕТЧАТЫХ КУПолоВ С ЖЁСТКИМИ УЗЛАМИ

Глушко К. К.

Введение. Сетчатые купола обладают архитектурной выразительностью, высокой жёсткостью, небольшим расходом материалов. Однако широкому распространению конструкций такого вида препятствует недостаточная изученность их работы под действием внешней нагрузки. Несмотря на широкое распространение компьютерных программ для расчёта строительных конструкций, ряд задач, связанных с устойчивостью сетчатых куполов, остаётся нерешённым. Одно из явлений, сопровождающееся геометрически нелинейным процессом деформирования, является потерей местной устойчивости формы сетчатого купола, проявляющаяся во внезапном переходе одного из стержневых многогранников, образующих купол, из выпуклого состояния в вогнутое - происходит потеря устойчивости формы стержневого многогранника.

Разработкой и совершенствованием аналитических методов расчёта потери местной устойчивости сетчатых куполов занимались К. Клёпель и Ф. Шардт, Д. Райт, В. А. Савельев, А. А. Журавлёв, Т. Судзуки, Т. Огава, К. Иракаши, М. Сайто, И. Хангай, И. Тода, Т. Ямагива, Т. Окухара и другие [2, 3, 5, 7–9]. Авторами отмечено, что наибольшее влияние на величину критической нагрузки, вызывающей прощёлкивание узлов сетчатого купола, оказывают форма сетчатого купола, расчётная схема сооружения, конструкции узлов, точность сборки.

Применение численных методов позволило снизить трудоёмкость решения задачи и, как следствие, уменьшить количество дополнительных математических упрощений и рассмотреть работу сетчатой конструкции более полно. Разработкой численных методов расчёта потери устойчивости стержневых многогранников шарнирно-стержневых конструкций занимались В. Гионцу, А. Лопез, А. Абатан, Ш. Като, К. Абеди, В. А. Кузнецов и другие [4, 6]. Авторами отмечено, что достоверность полученного результата зависит от сходимости выбранного алгоритма расчёта. Немногочисленность экспериментальных исследований и отсутствие сформулированных критериев определения критической узловой нагрузки затрудняет использование численных методов.

С развитием численных методов аналитические методы расчёта не утрачивают свою актуальность. Системы компьютерной математики позволяют снизить трудоёмкость вычислений и уменьшит количество упрощений, тем самым расширяя область использования аналитических методов и увеличивая их точность.

Основная часть. Метод расчёта потери местной устойчивости формы сетчатых куполов с жёсткими узлами по критерию критических узловых нагрузок, изложенный ниже, может быть использован при соблюдении следующих условий:

1) устойчивость отдельных стержней и общая устойчивость сетчатого купола обеспечена;

2) перемещения концов отдельных стержней купола перпендикулярны к оси стержня;

3) изгибные и погонные жёсткости всех стержней одинаковы;

4) метод расчёта справедлив при упругом деформировании стержней;

5) форма изгиба стержня плоская;

6) узловой элемент сетчатой конструкции считается телом исчезающе малого размера, величинами деформаций которого можно пренебречь;

7) максимальное значение внешней нагрузки прикладывается в верхнем узле рассматриваемого фрагмента сетчатого купола.

При определении изгибающих моментов и поперечных сил в стержнях относительно рассматриваемых деформаций сетчатого купола в радиальной плоскости использованы следующие допущения:

1) внешняя узловая нагрузка является осесимметричной и действует строго вертикально;

2) радиальные плоскости, проходящие через ось стержня и центр описанной вокруг стержневой оболочки сферы, приняты перпендикулярными плану сетчатого купола;

3) в силу малости углов наклона рассматриваемых стержней к горизонтальной плоскости принято, что действие поперечных сил в стержнях вертикально.

При потере местной устойчивости сетчатого купола к центру кривизны описанной сферы происходит изменение напряжённо-деформированного состояния не только стержней отдельно взятого многогранника, но и соседних стержневых многогранников. Для решения задачи потери устойчивости формы стержневого многогранника в составе сетчатого купола следует определить размер области, оказывающей максимальное влияние на точность решения задачи. Произведено сравнение диаграмм равновесных состояний, полученных в трёхъярусной модели с шарнирно-подвижными опорными узлами и в двухъярусной модели с шарнирно-подвижным и шарнирно-неподвижным опиранием. Двухъярусный и трёхъярусный сетчатые купола рассчитывались на дей-

ствии узловой осесимметричной нагрузки. Значение нагрузки в верхнем узле принималось равным или превосходило значения нагрузки в остальных узлах.

На рисунке 1 изображён план трёхъярусного фрагмента сетчатого купола.

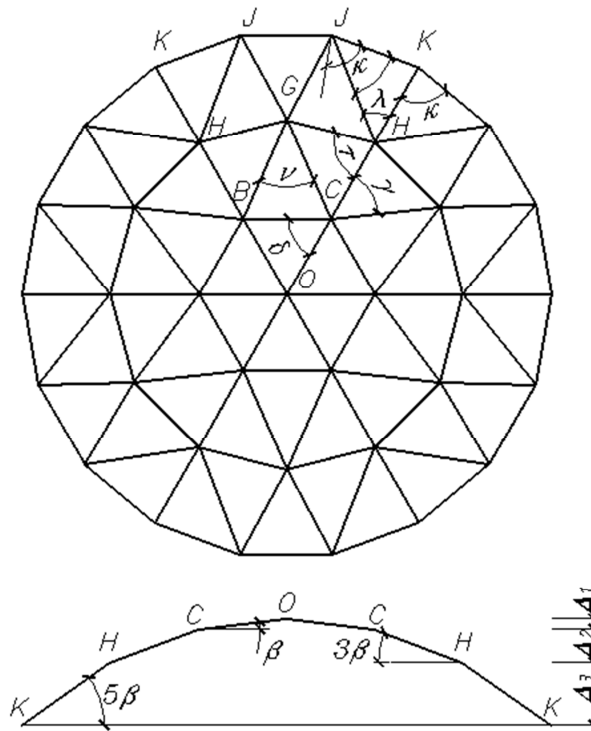


Рисунок 1 – Трёхъярусный фрагмент сетчатого купола

Важнейшим параметром, определяющим характер деформирования стержневого многогранника, является эквивалентная гибкость сетчатого купола, которая может быть выражена в следующем виде:

$$n = \frac{EA\beta^3 c^2}{\beta EI} = \frac{\beta^2 c^2}{\rho^2} \approx \frac{\Delta^2}{\rho^2}, \quad (1)$$

где c – длина стержня, ρ – радиус инерции поперечного сечения стержня в радиальной плоскости купола, Δ – стрела подъёма верхнего многогранника, EI – изгибная жёсткость стержня купола.

Внешняя вертикально действующая нагрузка, приложенная к узлам рассматриваемого трёхъярусного сетчатого купола, должна быть уравновешена внутренними усилиями в стержнях, определённых вблизи рассматриваемых узлов. Уравнения равновесия в случае отсутствия сосредоточенных моментов можно записать в следующем виде:

$$P_0 = k(N_{CO}\beta(1-\chi) + Q_{CO}); \quad (2)$$

$$P_C = (N_{CH} + 2N_{CG})3\beta(1-\eta) - N_{CO}\beta(1-\chi) - Q_{CO} + Q_{CH} + 2Q_{CG}; \quad (3)$$

$$P_H = (N_{HI} + 2N_{HK})5\beta(1-\xi) - N_{CH}3\beta(1-\eta) - Q_{CH} + Q_{HI} + 2Q_{HK}, \quad (4)$$

где N_{CO} , N_{CH} , N_{CG} , N_{HI} , N_{HK} – продольное усилие в стержнях CO , CH , CG , HI , HK соответственно; Q_{CO} , Q_{CH} , Q_{CG} , Q_{HI} , Q_{HK} – поперечные силы в тех же стержнях, k – число стержней, соединяемых в верхнем узле; углы β , 3β , 5β – углы между горизонтальной плоскостью и осями радиальных стержней первого сверху,

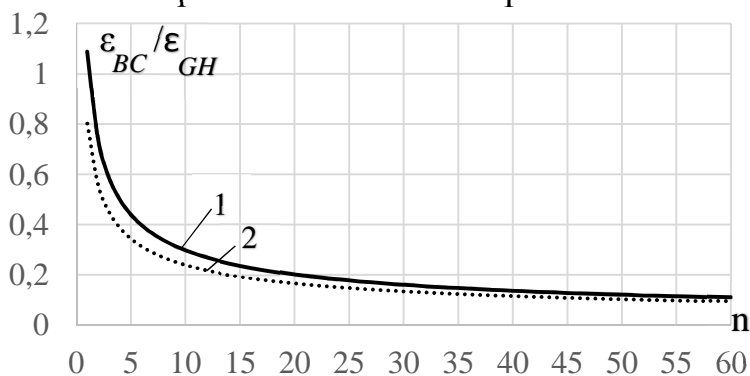
второго и третьего ярусов соответственно; χ, η, ξ – безразмерные параметры перемещений первого, второго и третьего яруса, численно равные отношению вертикального перемещения одного конца узла относительно другого к полной высоте яруса в проектном положении. Внутренние усилия стержней кольцевых рядов не входят в уравнения равновесия на вертикальную ось, поскольку в проектном положении и деформированном состоянии эти стержни горизонтальны, поперечные силы в них вблизи узлов равны нулю, поскольку испытывают чистый изгиб. При геометрически нелинейной работе рассматриваемого сетчатого купола использование принципа независимости действия сил невозможно. По этой причине величины параметров перемещений узлов χ, η, ξ не являются взаимонезависимыми. Значения двух из них следует определять, задаваясь значением одного из параметров, решая систему нелинейных уравнений:

$$\begin{cases} \frac{P_C}{P_O} = \frac{3(\bar{\varepsilon}_{CH} + 2\bar{\varepsilon}_{CG})(1-\eta) - \bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) + \bar{Q}_{CO} - \bar{Q}_{CH} - 2\bar{Q}_{CG}}{k(\bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) - \bar{Q}_{CO})} \\ \frac{P_H}{P_O} = \frac{5(\bar{\varepsilon}_{HJ} + 2\bar{\varepsilon}_{HK})(1-\xi) - 3\bar{\varepsilon}_{CH}(1-\eta) + \bar{Q}_{CH} - \bar{Q}_{HK} - 2\bar{Q}_{HJ}}{k(\bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) - \bar{Q}_{CO})} \end{cases}, \quad (5)$$

где $\bar{\varepsilon} = N/(\beta^3 EA)$ – параметр продольной деформации; $\bar{Q} = Q/(\beta^3 EA)$ – параметр поперечной силы; EA – продольная жёсткость стержней.

Полученные диаграммы равновесных состояний верхнего стержневого многогранника в двухъярусной и трёхъярусной моделях не имеют значительных расхождений, что свидетельствует о малом влиянии параметров перемещений узлов третьего яруса ξ . Величины параметров перемещений ξ не вызывают нелинейного изменения внутренних усилий в стержнях. Установлено, что с увеличением значения эквивалентной гибкости уменьшается влияние продольных деформаций стержней типа GH на продольные деформации стержней BC , определённых в трёхъярусной модели. На основе этого можно сделать вывод, что для сравнения диаграмм равновесных состояний верхнего стержневого многогранника, определённых в трёхъярусной и двухъярусной модели, двухъярусная модель должна содержать две расчётные схемы: с шарнирно-подвижным и шарнирно-неподвижным опиранием. На рисунке 2 изображены зависимости отношения продольных деформаций стержней типа BC к GH от эквивалентной гибкости.

В принятых за основу двухъярусных моделях сетчатого купола был произведён учёт продольно-поперечного изгиба в стержнях.



1 – для расчётной схемы купола, содержащей верхний стержневой многогранник в виде правильного шестиугольника в плане, 2 – то же, в виде правильного пятиугольника в плане

Рисунок 2 – Изменение соотношения продольных деформаций стержней $\varepsilon_{BC}/\varepsilon_{GH}$

Ввиду наличия некоторой погрешности изготовления стержней и узлов, отклонений от размеров, назначенных в проекте сетчатой конструкции, может наступить некоторое искажение её формы. Наличие начальных несовершенств формы сетчатого купола, безусловно, влияет на величины критических узловых нагрузок, вызывающих потерю местной устойчивости его формы.

При построении конструктивной сети чаще всего дуги меридионального направления разделяются на равные по длине отрезки. По этой причине высота верхнего яруса втрое меньше высоты второго сверху яруса. При наличии отклонений центров узлов сетчатых куполов от описанной сферы, высоты двух верхних ярусов соотносятся следующим образом:

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = \frac{c\beta}{3c\beta m} = \frac{1}{3m}, \quad (6)$$

где Δ_1 и Δ_2 – высоты первого и второго сверху яруса соответственно. Коэффициент m здесь показывает величину отклонения отношения высот первого и второго ярусов от $1/3$. Значения $m < 1$ соответствуют более выпуклой форме стержневого многогранника, чем требуется, $m > 1$ – более пологой форме. При учёте начальных несовершенств формы сетчатого купола учитываются лишь отклонения узлов от описанной вокруг конструкции сферы без учёта внутренних усилий в стержнях, вызванных неточностью сборки. Изменение параметров поперечных сил в процессе деформирования стержневой системы представлены в виде следующих уравнений:

$$\bar{Q}_C^{CO} = \frac{u_{CO}^2}{2n \left(\operatorname{tg} \frac{u_{CO}}{2} - \frac{u_{CO}}{2} \right)} \left(u_{CO} \chi - \Theta_C \operatorname{tg} \frac{u_{CO}}{2} \right); \quad (7)$$

$$\bar{Q}_B^{BC} = 0; \quad (8)$$

$$\bar{Q}_C^{CH} = \frac{3u_{CH} \eta m - \Theta_C \operatorname{tg} u_{CH}}{n} \frac{u_{CH}^2}{\operatorname{tg} u_{CH} - u_{CH}}; \quad (9)$$

$$\bar{Q}_C^{CG} = \frac{3u_{CG} \eta m - \Theta_C \cos \gamma \cdot \operatorname{tg} u_{CG}}{n} \frac{u_{CG}^2}{\operatorname{tg} u_{CG} - u_{CG}}, \quad (10)$$

где $\Theta_C = \theta_C / \beta$ – параметр угла поворота узла C ; θ_C – абсолютное значение угла поворота узла C . Величина u в этих формулах может быть записана в виде следующего выражения, как и для задач Эйлеровой потери устойчивости [1]:

$$u = c \sqrt{\frac{N}{EI}} = \sqrt{\frac{\varepsilon \beta^2 c^2 EA}{EI}} = \sqrt{n \varepsilon}. \quad (11)$$

В двухъярусной модели сетчатого купола с шарнирно-подвижными опорами параметры продольных деформаций стержней могут быть записаны в виде следующих выражений:

$$\bar{\varepsilon}_{BC} = 2 \cos \delta \frac{-\chi(1-0.5\chi)(1+4\cos^2 \tau) + 36\eta m^2(1-0.5\eta)\cos^2 \tau \left(1 + \frac{\cos \gamma}{\cos 0.5\nu}\right)}{(1+4\cos^2 \tau)(1+4\cos^2 \delta) + 4\cos^2 \tau \left(1 + \frac{\cos \gamma}{\cos 0.5\nu}\right)}, \quad (12)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CH} = \left(9m^2\eta(1-0.5\eta) - \frac{\varepsilon_{BC}}{2\cos\delta} \right) \frac{4\cos^2\tau}{1+4\cos^2\tau}. \quad (13)$$

В двухъярусной модели с неподвижным опорным контуром эти же законы записываются следующим образом:

$$\bar{\varepsilon}_{BC} = 2\cos\delta\cos0.5\nu \frac{-\chi(1-0.5\chi) + 9m^2\eta(1-0.5\eta) \left(1 + \frac{\cos\gamma}{\cos0.5\nu} \right)}{4\cos^2\delta\cos0.5\nu + 2\cos0.5\nu + \cos\gamma}, \quad (14)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CH} = 9m^2\eta(1-0.5\eta) - \frac{\varepsilon_{BC}}{2\cos\delta}. \quad (15)$$

Законы изменения параметров продольных деформаций остальных стержней общие для обеих моделей:

$$\bar{\varepsilon}_{OC} = \chi(1-0.5\chi) + \frac{\bar{\varepsilon}_{BC}}{2\cos\delta}, \quad (16)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CG} = \frac{\bar{\varepsilon}_{CH}}{2\cos0.5\nu}, \quad (17)$$

где δ, γ, ν – углы между стержнями в плане.

Взаимосвязь между параметрами перемещений χ и η в двухъярусной модели с учётом начальных несовершенств формы сетчатого купола устанавливается при помощи следующего уравнения:

$$\frac{P_C}{P_0} = \frac{3m(\bar{\varepsilon}_{CH} + 2\bar{\varepsilon}_{CG})(1-\eta) - \bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) - \bar{Q}_{CO} + \bar{Q}_{CH} + 2\bar{Q}_{CG}}{k(\bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) + \bar{Q}_{CO})}. \quad (18)$$

На рисунках 3 и 4 изображены диаграммы равновесных состояний стержневого многогранника в виде правильного шестигранника либо пятигранника в плане в составе геодезического купола без учёта начальных несовершенств формы. Локальные максимумы параметров нагрузок соответствуют критическим значениям, при достижении которых происходит потеря устойчивости второго рода. В качестве критерия устойчивости стержневого многогранника с сохранением его выпуклой формы следует использовать следующее неравенство:

$$\frac{P_{yz}}{\beta^3 EA \cdot \omega} < P_{\max}, \quad (19)$$

где ω – коэффициент, учитывающий изменение величины критической нагрузки из-за наличия начальных несовершенств формы сетчатого купола, величина P_{\max} – максимальный параметр нагрузки, определяемый по аналитическим диаграммам равновесных состояний стержневого многогранника, выраженных в виде функциональной зависимости:

$$p = k(\bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) + \bar{Q}_{CO}), \quad (20)$$

Диаграммы равновесных состояний стержневых многогранников сетчатых куполов, имеющих в плане вид правильных шестиугольника и пятиугольника,

изображены на рисунках 3 и 4 соответственно. Значения коэффициентов ω даны в таблице 1.

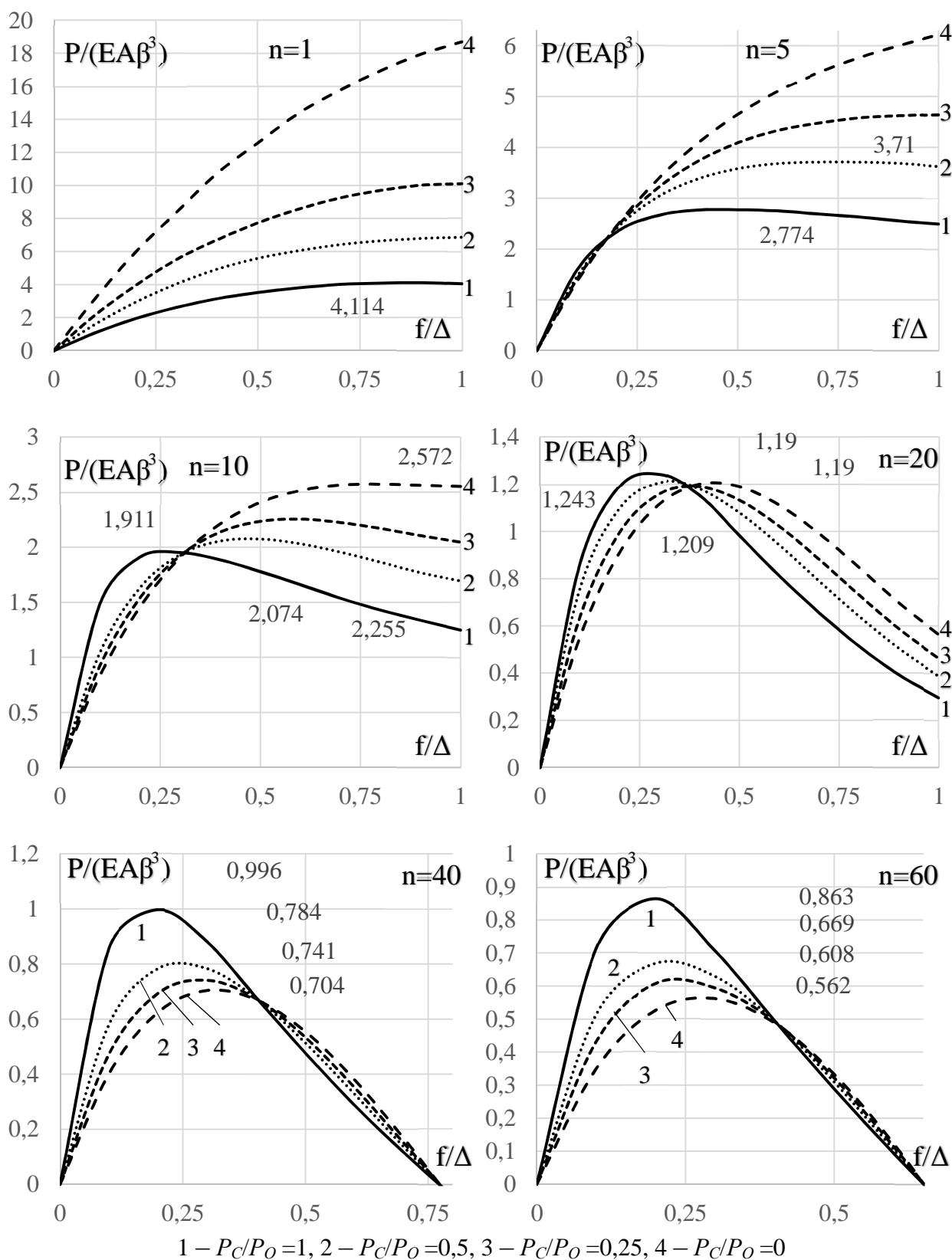
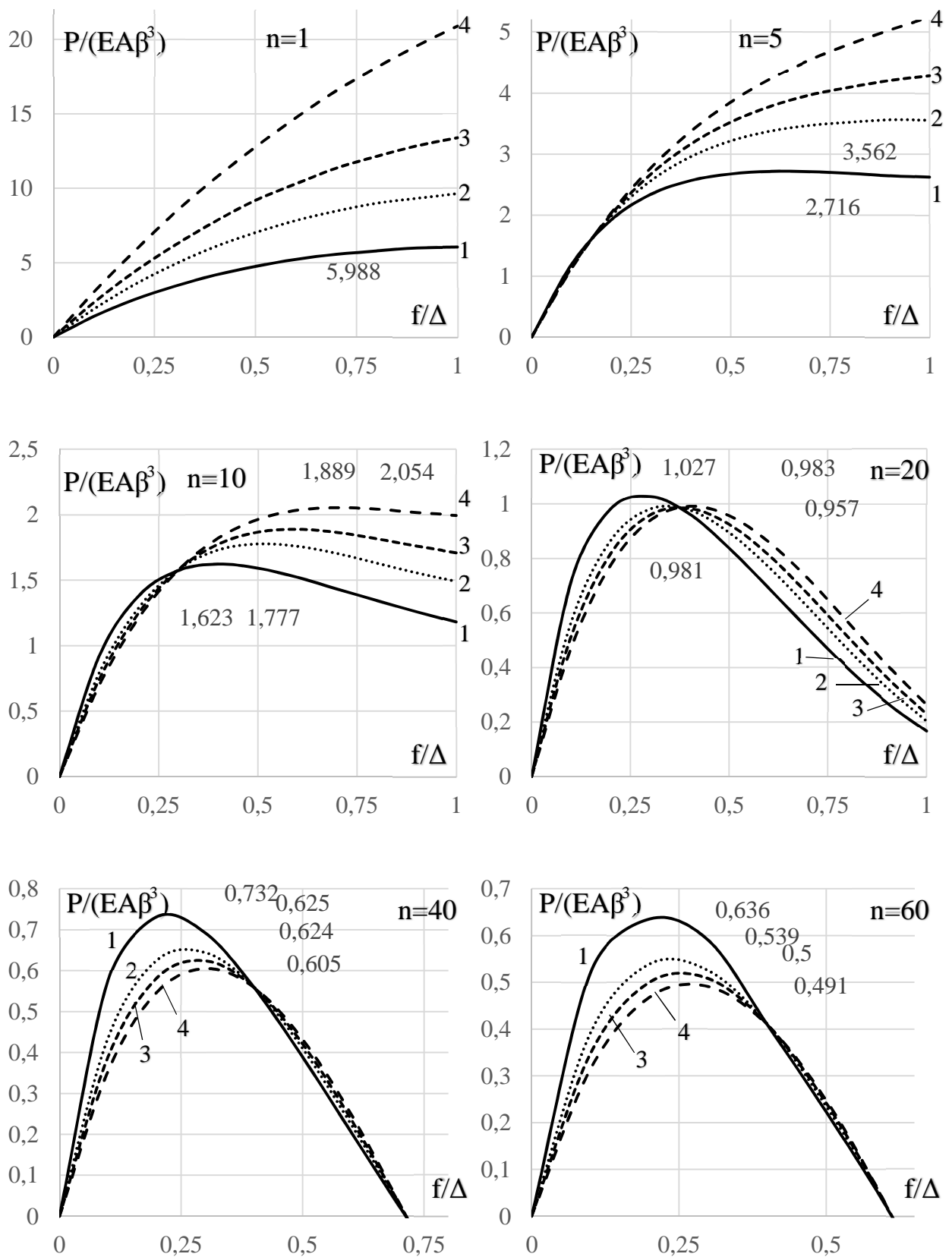


Рисунок 3 – Диаграммы равновесных состояний верхнего фрагмента в виде правильного шестиугольника в плане в зависимости от параметра перемещений $\chi=f/\Delta^1$

¹ Примечание: выносками на диаграмме равновесных состояний верхнего фрагмента сетчатого купола указаны величины критических параметров узловых нагрузок, соответствующих локальным максимумам.



1 – $P_c/P_0=1$, 2 – $P_c/P_0=0,5$, 3 – $P_c/P_0=0,25$, 4 – $P_c/P_0=0$

Рисунок 4 – Диаграммы равновесных состояний верхнего фрагмента в виде правильного пятиугольника в плане в зависимости от параметра перемещений $\chi=f/\Delta^2$

² Примечание: выносками на диаграмма равновесных состояний верхнего фрагмента сетчатого купола указаны величины критических параметров узловых нагрузок, соответствующих локальным максимумам.

Таблица 1 – Значения коэффициентов ω для учёта начальных несовершенств формы сетчатого купола³

Верхний стержневой многогранник в виде правильного шестиугольника в плане	n	m=0.8				n	m=0.9			
		P_c/P_0					P_c/P_0			
		1	0.5	0.25	0		1	0.5	0.25	0
	1	0.936	0.925^{0.9}	-	-	1	0.961	0.949^{0.9}	-	-
	5	0.696	0.783	0.826^{0.8}	-	5	0.867	0.891	0.922^{0.8}	-
	10	0.974	0.921	0.937	0.955	10	1.027	0.96	0.971	0.979
	20	1.011	1.014	0.992	1.011	20	1.19	0.97	0.997	1.01
	40	1.18	1.096	1.024	1.016	40	1.082	1.057	1.011	1.007
	60	0.999	1.1	1.02	1.018	60	1.03	1.043	0.99	1.009
Верхний стержневой многогранник в виде правильного пятиугольника в плане	n	m=1.1				n	m=1.2			
		P_c/P_0					P_c/P_0			
		1	0.5	0.25	0		1	0.5	0.25	0
	1	1.085	-	-	-	1	1.184	-	-	-
	5	1.107	-	-	-	5	1.202	-	-	-
	10	1.041	1.029	1.023	0	10	1.055	1.053	1.04	0
	20	1.086	0.992	1.002	1.007	20	1.038	0.984	1.002	1.005
	40	0.991	0.985	0.989	0.993	40	0.94	0.972	0.98	0.989
	60	0.979	0.966	0.967	0.993	60	0.925	0.94	0.959	0.989
Верхний стержневой многогранник в виде правильного пятиугольника в плане	n	m=0.8				n	m=0.9			
		P_c/P_0					P_c/P_0			
		1	0.5	0.25	0		1	0.5	0.25	0
	1	0.94	-	-	-	1	0.972	-	-	-
	5	0.75	0.808	-	-	5	0.886	0.908	0.927	-
	10	0.905	0.933	0.949	0.967	10	0.957	0.973	0.978	0.986
	20	1.002	1.009	0.994	1.001	20	1.003	1.005	0.999	1.001
	40	1.111	1.054	1.016	1.012	40	1.045	1.021	1.008	1.007
	60	1.091	1.058	1.036	0.546	60	1.041	1.024	1.024	0.543
Верхний стержневой многогранник в виде правильного пятиугольника в плане	n	m=1.1				n	m=1.2			
		P_c/P_0					P_c/P_0			
		1	0.5	0.25	0		1	0.5	0.25	0
	1	1.075	-	-	-	1	-	-	-	-
	5	1.091	-	-	-	5	1.168	-	-	-
	10	1.028	1.021	1.055	1.011	10	1.049	1.037	1.028	1.021
	20	1.172	0.999	1.002	0.998	20	0.992	1.001	1.002	0.997
	40	1.052	1.022	0.995	0.997	40	0.939	1.016	0.987	0.992
	60	0.964	0.98	1.008	0.537	60	0.934	0.985	1.002	0.535

Выводы. Разработанная математическая модель расчёта потери местной устойчивости сетчатых куполов с жёсткими узлами позволяет комплексно учитывать геометрическую нелинейность, продольно-поперечный изгиб стержней и начальные несовершенства формы.

Примечание: знак «-» в таблице означает отсутствие критической нагрузки при заданном соотношении P_c/P_0 и коэффициенте m . Значение верхнего индекса при значении коэффициента ω соответствует параметру перемещения f/Δ , при котором достигается критическая нагрузка при наличии начальных несовершенств формы. Величина критической нагрузки в этом случае равна произведению коэффициента ω и нагрузки, соответствующей указанному параметру f/Δ на выбранной диаграмме равновесных состояний, изображённой на рисунке 2 или 3.

Предложен параметр эквивалентной гибкости сетчатого купола как одна из важнейших величин, определяющих характер деформирования и величину параметров критических нагрузок.

Предложены диаграммы равновесных состояний выпуклых многогранников в виде правильных шестиугольника и пятиугольника в плане для определения параметров критических нагрузок сетчатого купола.

Получен критерий устойчивости формы стержневого многогранника в составе сетчатого купола, позволяющий определить критическое значение величины внешней узловой нагрузки.

Список цитированных источников

1. Борисевич, А. А. Строительная механика / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. и доп. – Минск : БНТУ, 2009. – 756 с.

2. Журавлев, А. А. Прощелкивание стержневой конструкции сетчатого купола в форме 980-гранника / А. А. Журавлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 6. – С. 34–39.

3. Савельев, В. А. Влияние начальных несовершенств и неравномерности загрузки на устойчивость сферического купола с жёсткими узлами / В. А. Савельев // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1971. – № 5. – С. 32–34.

4. Abedi, K. Propagation of local instabilities in braced domes / K. Abedi : doctoral dissertation. – University of Surrey, 1997. – 333 p.

5. Buckling loads of reticulated single-layer domes : proceedings of the IASS symposium / M. Saitoh, Y. Hangai, I. Toda, T. Yamagiwa, T. Okuhara ; editor Heki. – Osaka, 1986. – Vol. 3. – P. 121–128.

6. Gioncu, V. Buckling of Reticulated Shells: State-of-the-Art / V. Gioncu // International Journal of Space Structures. – 1995. – Vol. 10, № 1. – P. 1–46.

7. Kato, S. Dynamic Elasto-Plastic Buckling Simulation System for Single Layer Reticular Domes with SemiRigid Connections under Multiple Loadings / S. Kato, M. Murata // International Journal of Space Structures. – 1997. – Vol. 12, № 3–4. – P. 161–172.

8. Klöppel, K. Zur Berechnung von Netzkuppeln / K. Klöppel, R. Schardt // Der Stahlbau. – 1962. – № 5. – S. 129–136.

9. Lopez, A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / A. Lopez, I. Puente, M. A. Serna // Computers and Structures. – 2007. – № 85. – P. 360–374.

УДК 624.014

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СТЕРЖНЕВЫХ МНОГОГРАННИКОВ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ⁴

Глушко К. К.

Введение. Для определения действительного напряжённно-деформированного состояния фрагментов сетчатых куполов были проведены серии физических экспериментов. Задачей экспериментального исследования являлось подтверждение достоверности изложенной математической модели для определения критической узловой нагрузки, вызывающей потерю местной устойчивости сетчатых куполов, а также оценка влияния податливости узлов на напряжённно-деформированное состояние стержней в составе рассматриваемых фрагментов.

⁴ Представленная статья является продолжением работы «Потеря местной устойчивости формы сетчатых куполов с жёсткими узлами»

Основная часть. Узловые соединения строительных конструкций не являются абсолютно твёрдыми телами, учёт моментной и силовой податливости узлов может привести к различиям в результатах расчёта системы с жёсткими и податливыми узлами [1]. Неспособность узлов воспринимать отдельные виды деформаций может привести к несоответствию между результатами расчёта и действительным напряжённо-деформированным состоянием сооружения. В экспериментальных исследованиях участвовали фрагменты сетчатых куполов с узлами системы «БрГТУ», обеспечивающими восприятие стержнями осевых усилий и изгибающих моментов [2, 3]. Узлы этой конструкции состоят из полового шара из двух половин, получаемых прессованием из листового проката, и фасонки, жёстко соединяющей узловой элемент и стержень. Величины моментной и силовой податливостей узлов были установлены экспериментально.

Для определения величин моментных податливостей узловые элементы двух типоразмеров были испытаны в составе однопролётной балки с узлом в середине с шарнирными опорами. Длина балки при этом составила 3 м. Нагрузку производилось сосредоточенной силой в середине балки посредством рычага и грузов. Диаметр стержней балки равен 114 мм, толщина стенки – 6 мм, класс стали С245, класс стали узлов 09Г2С, внешние диаметры узлов 160 и 208 мм, толщины стенок 10 мм и 14 мм соответственно. Деформации узла от действующего изгибающего момента измерялись многооборотными индикаторами часового типа 1МИГ. Величины силовых податливостей узлов при сжатии и растяжении также были определены экспериментально. Деформации узлов измерялись многооборотными индикаторами часового типа ИЧ-10. Нагружение производилось при помощи пресса П-250 при определении силовой податливости при сжатии и разрывной машины ИИ-100 при определении силовой податливости при растяжении. На рисунке 1 показан общий вид узлов при определении величин их податливостей.

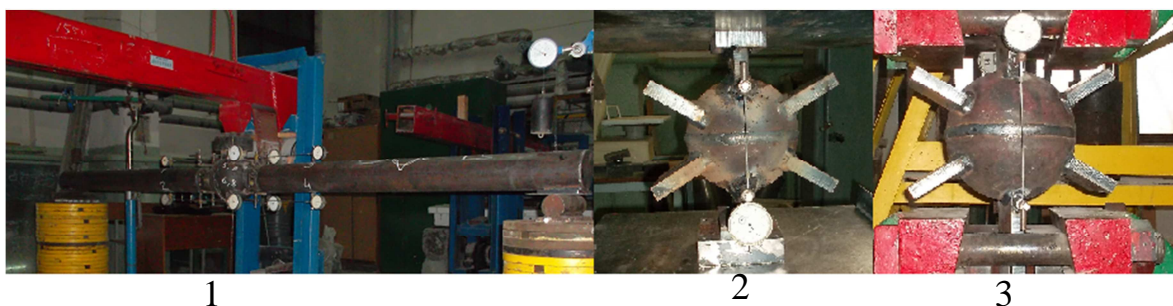
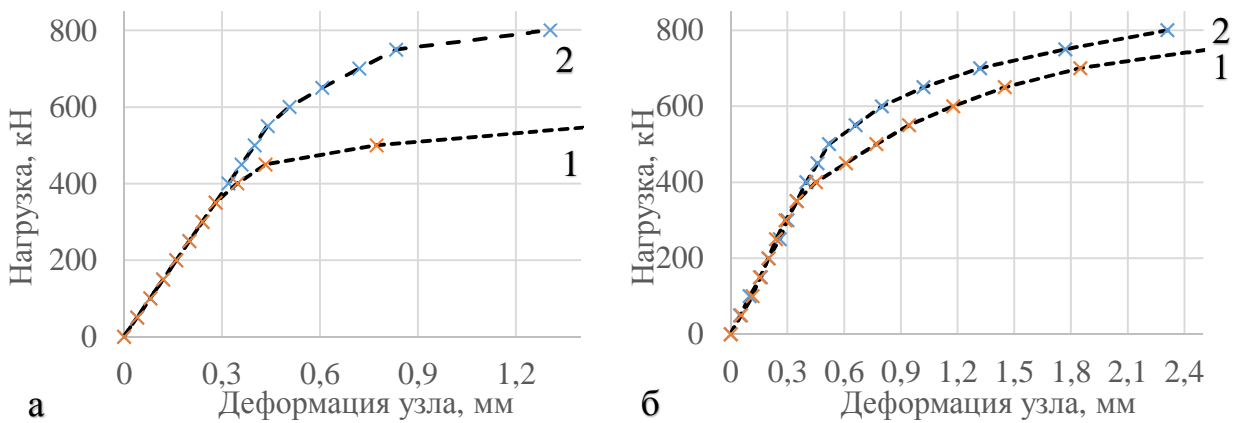


Рисунок 1 – Экспериментальное определение моментной (1) и силовой податливости на сжатие (2) и растяжение (3) узлов в виде полового шара

Максимальная величина изгибающего момента составила 9,7 кНм. Деформирование узла на всех этапах нагружения было линейным. Упругая работа узла с диаметром полового шара 160 мм и толщиной стенки 10 мм при сжатии и растяжении сохранялась до величины усилия 350 кН, для узлов с диаметром полового шара 208 мм и толщиной стенки 14 мм упругая работа при растяжении сохранялась до величины внешней нагрузки 550 кН, при сжатии – до 500 кН. Предельное состояние узла в виде полового шара наступает при появлении пластических деформаций в его стенке вблизи фасонки. На рисунке 2 показаны диаграммы деформирования узлов системы «БрГТУ» при растяжении и сжатии.



1 – узел 160/10 мм, 2 – узел 208/14 мм соответственно

Рисунок 2 – Диаграммы деформирования узлов при растяжении (а) и сжатии (б)

В таблице 1 приведены полученные величины моментной и силовой податливостей испытанных узлов.

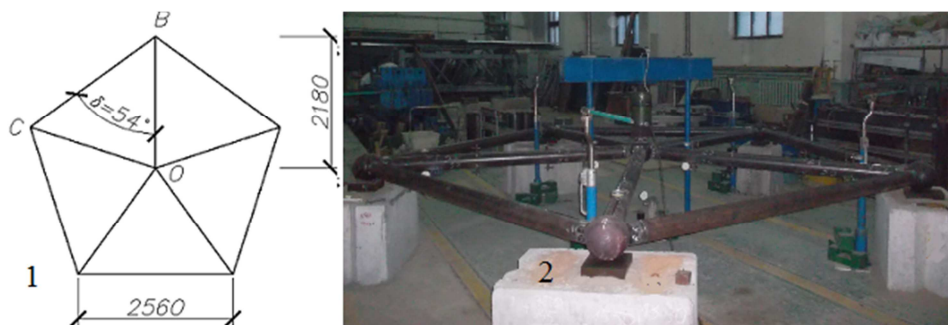
Таблица 1 – Значения податливостей узлов

Размеры узловой вставки	Моментная податливость, рад/кНм	Силовая податливость	
		при растяжении, мм/кН	при сжатии, мм/кН
φ160мм, t=10мм	0,000296	0,0008	0,000867
φ208мм, t=14мм	0,000108	0,0008	0,00104

Для оценки влияния силовой и моментной податливости узлов на напряжённо-деформированное состояние фрагмента сетчатого купола в виде одноярусного стержневого многогранника был проведён физический эксперимент. Стрела подъёма стержневого многогранника составила 45 мм. Материал стержней – сталь 20, тип сечения – труба, внешний диаметр 114 мм, толщина стенки 6 мм. В ходе эксперимента измерялись вертикальные перемещения центрального узла конструкции, осадки опор, деформации стержней в вертикальной плоскости для вычисления изгибающих моментов и продольных сил.

Нагрузка на фрагмент прикладывалась к центральному узлу при помощи домкрата, величина усилия определялась при помощи динамометра ДОСМ 3-5. Деформации между диаметрально противоположными сечениями стержня измерялись многооборотными индикаторами 1МИГ с ценой деления 0,001мм на каждом из концов стержней, прогиб конструкции в центре и осадки опор измерялись прогибомерами 6ПАО с ценой деления 0,01мм.

На рисунке 3 показан общий вид и размеры стержневого многогранника, подготовленного к испытаниям.



1 – размеры фрагмента в плане, 2 – общий вид

Рисунок 3 – Общий вид и размеры исследуемого фрагмента

При учёте узловой податливости принято, что силовая и моментная податливости являются величинами постоянными для разных узлов в составе рассматриваемого фрагмента и их величины не зависят от напряжённого состояния узла.

Величину продольной деформации стержня CO можно выразить следующим образом:

$$\Delta_{CO} = \Delta_{NCO} - a - \Delta_u, \quad (1)$$

где Δ_{NCO} – продольная деформация стержня CO между неподвижными в горизонтальном направлении опорами, но подвижными в вертикальном, a – горизонтальное перемещение точки C в стержневом многограннике, вызванное растяжением стержней типа BC , Δ_u – деформация узлового элемента. Поскольку узел испытывает то же осевое усилие, что и стержень, можно выразить величину Δ_u , используя закон Гука.

$$\Delta_u = \frac{\Delta l}{c} EA \delta_u. \quad (2)$$

Аналогично можно выразить величину a :

$$a = \frac{\Delta l}{c} EA \delta_k, \quad (3)$$

где δ_k – перемещение точки C в горизонтальном направлении из-за растяжения опорного контура от продольной силы в стержне CO , равной единице. Параметр продольной деформации стержня CO можно вычислить после подстановки выражений (2) и (3) в (1) и деления всего выражения на продольную жёсткость и квадрат угла наклона стержня CO к опорной плоскости

$$\bar{\varepsilon}_{CO} = \frac{\chi(1-0.5\chi)}{1+D_k+D_u}, \quad (4)$$

где $D_k = \frac{EA}{c} \delta_k$, $D_u = \frac{EA}{c} \delta_u$. Для определения величины δ_k следует рассмотреть равновесие опорного узла в горизонтальной плоскости. На рисунке 4 показан фрагмент опорной части исследуемого стержневого многогранника.

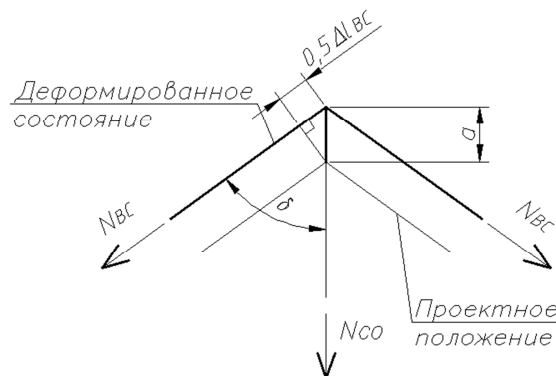


Рисунок 4 – Отсечённый фрагмент опорной части стержневого многогранника

Используя рисунок 4, можно выразить величину D_k

$$D_k = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{a}{N_{CO}} = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{\Delta_{BC}}{2 \cos \delta \cdot N_{CO}} = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{\delta_u N_{BC} + \frac{N_{BC} c_{BC}}{EA}}{2 \cos \delta \cdot N_{CO}}. \quad (5)$$

Используя уравнение равновесия узла С в горизонтальной плоскости

$$N_{CO} - 2N_{BC} \cos \delta = 0, \quad (6)$$

можно окончательно записать величину параметра податливости опорного контура

$$D_k = \frac{D_u c_{CO} + c_{BC}}{4c_{CO} \cos^2 \delta}. \quad (7)$$

Используя табличные эпюры изгибающих моментов и сил в сжато-изогнутых стержнях [4], можно записать выражения для определения изгибающих моментов в стержнях CO с учётом моментной податливости:

$$M_o^{CO} = 2i_1 \beta \frac{3\chi \varphi_4(u_{CO}) - \Theta_C \varphi_3(u_{CO})}{Z} + 12i_1 R_u \frac{\varphi_4(u_{CO})(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))}{Z}; \quad (8)$$

$$M_C^{CO} = 2i_1 \beta \frac{2\beta \Theta_C \varphi_2(u_{CO}) - 3\chi \varphi_4(u_{CO})}{Z} + 4i_1 R_u \frac{(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(3\chi \varphi_4(u_{CO}) - (\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})))}{Z}, \quad (9)$$

где знаменатель Z является следующим выражением:

$$Z = 1 + 4R_u (\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})). \quad (10)$$

Стержни опорного контура типа BC испытывают изгиб с растяжением, изгибающие моменты на концах равны в силу симметрии:

$$M_C^{BC} = 2i_2 \beta \Theta_C \cos \delta \frac{2\varphi_2(u_{BC}) - \varphi_3(u_{BC})}{1 + 2R_{u2} (2\varphi_2(u_{BC}) - \varphi_3(u_{BC}))}, \quad (11)$$

где $R_{u2} = \frac{EI}{c_2} r_u$, i_2 – погонная жёсткость стержня BC . Здесь используются функции $\varphi_2(u_{BC})$ и $\varphi_3(u_{BC})$ для случая изгиба с растяжением:

$$\varphi_2(u_{BC}) = \frac{u_{BC} (\tanh(u_{BC}) - u_{BC})}{8 \tanh(u_{BC}) \left(\tanh\left(\frac{u_{BC}}{2}\right) - \frac{u_{BC}}{2} \right)}, \quad (12)$$

$$\varphi_3(u_{BC}) = \frac{u_{BC} (u_{BC} - \sinh(u_{BC}))}{4 \sinh(u_{BC}) \left(\tanh\left(\frac{u_{BC}}{2}\right) - \frac{u_{BC}}{2} \right)}. \quad (13)$$

Для определения взаимосвязи между параметрами деформаций χ и Θ_C следует использовать уравнение равновесия изгибающих моментов в вертикальной плоскости

$$2M_C^{BC} \cos \delta + M_C^{CO} = 0. \quad (14)$$

Используя выражения (4.10), (4.17) и (4.18), можно вывести уравнение для определения параметра угловой деформации Θ_C

$$\Theta_C = \frac{3}{2} \chi \frac{\varphi_4(u_{CO})(1 - 2R_{u1}(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO})))}{f(u_{CO}, u_{BC})}, \quad (15)$$

где знаменатель в виде функции $f(u_{CO}, u_{BC})$ записывается следующим выражением:

$$f(u_{CO}, u_{BC}) = \varphi_2(u_{CO}) - R_{u1}(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})) + \frac{\psi \cos^2 \delta (2\varphi_2(u_{CO}) - \varphi_3(u_{CO}))}{1 + 2\psi R_{u1}(2\varphi_2(u_{CO}) - \varphi_3(u_{CO}))}, \quad (16)$$

где $\psi = c_{BC}/c_{CO}$.

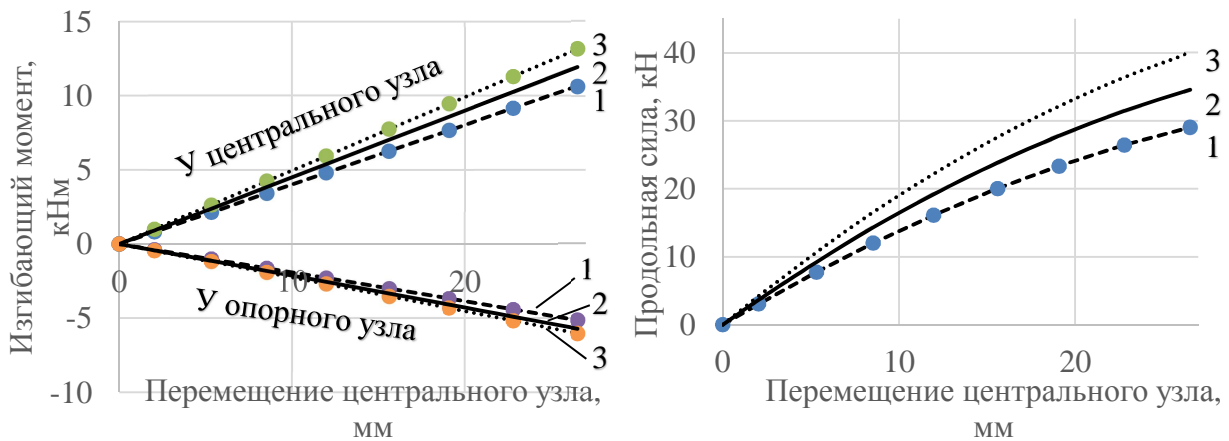
Величину параметра поперечной силы стержня CO можно определить из следующего выражения, используя рекомендации [4, 5, 6]:

$$\bar{Q}_c^{CO} = \frac{u_{CO}^2}{2n \left(\operatorname{tg} \left(\frac{u_{CO}}{2} \right) - \frac{u_{CO}}{2} \right)} \left(\left(\Theta_c - \frac{r_u}{\beta} (M_o^{CO} + M_c^{CO}) \right) \operatorname{tg} \left(\frac{u_{CO}}{2} \right) - \chi u_{CO} \right). \quad (17)$$

Выражение, связывающее узловую нагрузку и параметр перемещения верхнего узла χ может быть записано в следующем виде:

$$P = 5\beta^3 EA (\bar{\varepsilon}_{CO} (1 - \chi) - \bar{Q}_{CO}). \quad (18)$$

Используя измеренные величины деформаций крайних волокон, измеренных в ходе эксперимента, можно определить изгибающие моменты в стержне CO и сравнить их с результатами вычислений с учётом и без учёта податливостей узлов. На рисунке 5 изображены диаграммы вычисленных и измеренных изгибающих моментов и продольных сил.



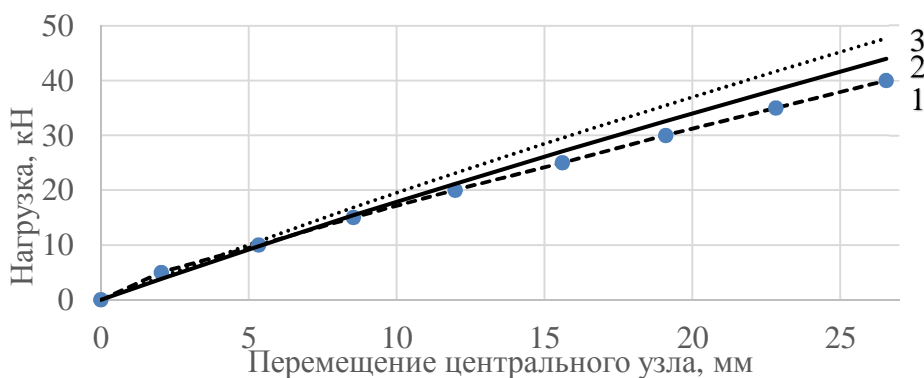
1 – эксперимент, 2 – вычисления с учётом податливости узлов,
3 – вычисления с жёсткими узлами

Рисунок 5 – Графики изменения моментов (а) и продольных сил (б) в стержнях CO в зависимости от вертикального перемещения центрального узла

Расхождение между величинами изгибающих моментов, вычисленных с учётом и без учёта моментной податливости не превысило 12%. Расхождения между величинами изгибающих моментов, вычисленных с учётом моментной податливости, и на основе экспериментальных данных, не превысило 9%. Максимальное расхождение между вычисленными с учётом силовой податливости значениями продольных сил в стержнях типа CO и экспериментально полученными значениями составило 16%. Расхождение между значениями продольных

сил, вычисленных с учётом и без учёта силовых податливостей узлов фрагмента, составила 17%. На рисунке 6 показаны вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования стержневого многогранника. Максимальное расхождение между полученной в ходе эксперимента диаграммой деформирования и вычисленной диаграммой равновесных состояний, значения податливостей узлов для которой были учтены, составило 19%, расхождения между значениями диаграмм равновесных состояний, вычисленных с учётом и без учёта податливостей узлов, составило 8%.

Невысокие значения величин расхождений между результатами вычислений с учётом и без учёта податливостей узлов и результатами, полученными в ходе эксперимента, позволяют сделать вывод о невысокой степени влияния узловой податливости на напряжённо-деформированное состояние стержневого многогранника. Соединение стержней как использованных в эксперименте, так и обладающих меньшей продольной и изгибной жёсткостью, при помощи испытанных выше узлов в значительной мере является жёстким.



1 – эксперимент, 2 – вычисленная с учётом податливости узлов,
3 – вычисленная с жёсткими узлами

Рисунок 6 – Вычисленные и экспериментальная диаграммы деформирования стержневого многогранника

Испытания одноярусных стержневых многогранников для исследования осесимметричного неравномерного приложения недостаточно, поскольку внешнюю нагрузку можно приложить только лишь в центральный узел. Для этой цели был изготовлен двухъярусный однослойный сетчатый сферический купол, конструктивная сеть и общий вид которого изображены в плане на рисунке 7.

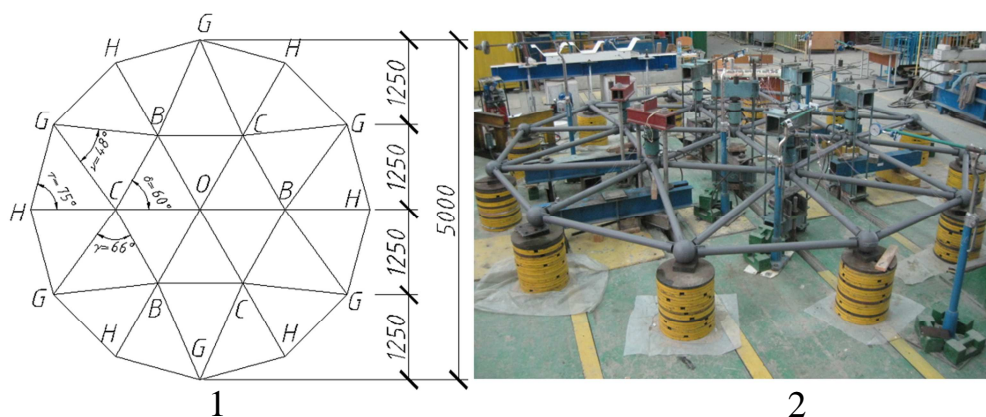


Рисунок 7 – План конструктивной сети (1) и общий вид (2) двухъярусного сетчатого купола

Отношение стрелы подъёма купола к диаметру опорного контура составило $h/D=1/53$. Материал стержней купола – сталь 20, физический предел текучести которой составил 300,0 Мпа по результатам испытаний образцов, вырезанных из труб стержней купола. Узел является стальным полым шаром с внешним диаметром 160 мм, толщиной стенки 10 мм, марка стали узлового элемента 09Г2С, крепление стержней к узловому элементу выполнено при помощи стальных фасонки с размером поперечного сечения 90x10 мм. Измерение вертикальных перемещений производилось в узле O , в узлах типа $C(B)$, в опорных узлах при помощи прогибомеров 6ПАО. Деформации крайних волокон стержней измерялись при помощи тензорезисторов 2ПКП-20-200В с длиной базы 20 мм, сопротивлением $R=199,4–200,0$ Ом, коэффициентом тензочувствительности $k=2,11$.

Экспериментальные исследования проводились в три этапа: на первом этапе внешняя нагрузка прикладывалась при помощи домкратов только в узел O , в ходе второго этапа нагрузка одного значения была приложена только в узлы типа C (B), на третьем – нагрузка равного значения была приложена во все узлы, кроме опорных. Величины усилий на конструкцию регистрировались при помощи динамометров ДОСМ 3-3 и ДОСМ 3-1. На рисунке 8 показаны диаграммы измеренных и вычисленных вертикальных перемещений верхнего узла сетчатого купола в пределах верхнего яруса для первого и второго этапа экспериментальных исследований.

Нагружение конструкции в обоих случаях производилось при сохранении упругой работы стали стержней и узлов. В первом случае к узлу O была приложена нагрузка 12,5кН, во втором – 6,25 кН. Расхождения между экспериментально полученными и вычисленными диаграммами деформирования верхнего стержневого многогранника для первого и второго этапа исследований составило 14% и 17% соответственно. Расхождения между вычисленными и полученным на основе измеренных деформаций крайних волокон стержней вблизи узлов находились в пределах 5–40%. Диаграммы деформирования и равновесных состояний верхнего стержневого многогранника изображены на рисунке 9.

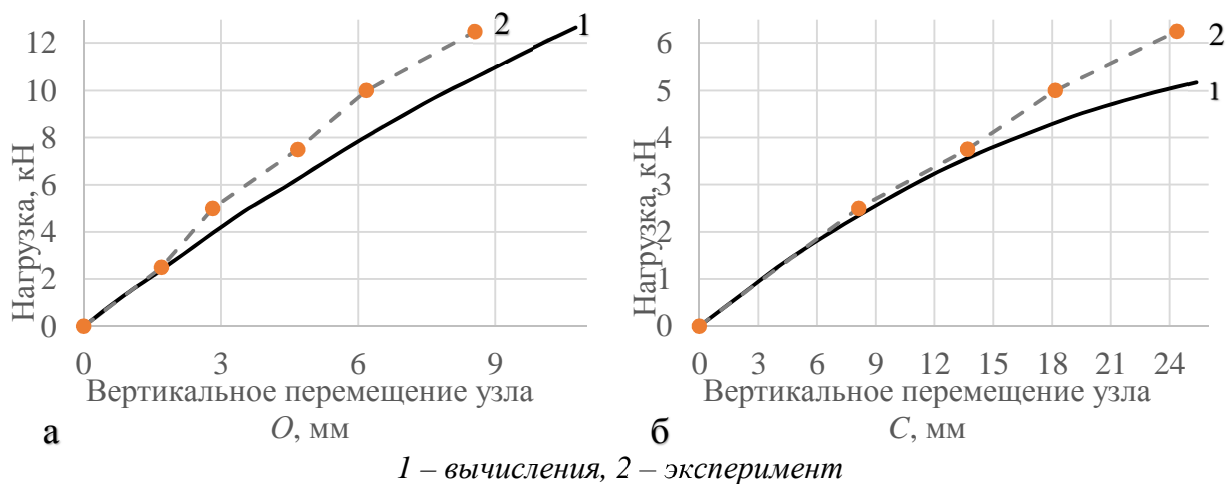
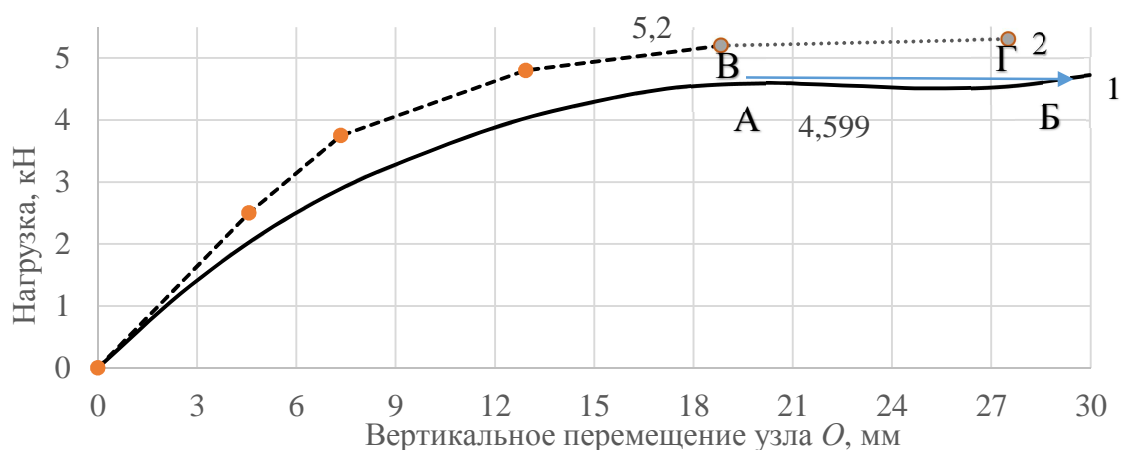


Рисунок 8 – Вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования верхнего стержневого многогранника для первого (а) и второго (б) этапа испытаний

Стрелкой на рисунке 9 из точки А в точку Б на вычисленной диаграмме равновесных состояний показан переход верхнего стержневого многогранника из

равновесного состояния, соответствующего выпуклой форме, к равновесному состоянию, достигаемому в вогнутой форме. При низкой величине внешней нагрузки, равной критическому значению, на участке АБ равновесие между внутренними усилиями и внешней узловой нагрузкой невозможно. При этом наблюдается довольно значительное приращение деформаций, развивающихся вплоть до достижения нового равновесного состояния.



1 – вычисления, 2 – эксперимент

Рисунок 9 – Вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования верхнего многогранника на третьей серии испытаний

При сопоставлении экспериментальных результатов и результатов вычислений можно утверждать, что величины узловых нагрузок в точках В и Г на экспериментальной диаграмме деформирования расположены по обе стороны от значения критической нагрузки и оба состояния являются равновесными. При приращении внешней нагрузки на 0,2 кН выше нагрузки в точке В диаграммы произошёл переход верхнего стержневого многогранника из устойчивого выпуклого состояния в устойчивое вогнутое. На экспериментальной диаграмме пунктиром показан переход из одного равновесного состояния в другое, что объясняет значительное приращение прогибов между двумя последними точками на экспериментальной диаграмме с 18,83 мм до 27,5 мм. Центральный узел при этом опустился ниже окружающих его узлов С (В) на 2,5 мм. Верхний стержневой многогранник при этом принял вогнутую форму.

После снятия внешней нагрузки фрагмент вернулся в практически первоначальное положение. Остаточные вертикальные деформации составили 2 мм в центральном узле. Измеренные величины напряжений на крайних волокнах стержней вблизи узлов не превысили предела текучести, расхождение между экспериментальным значением критической нагрузки и полученной расчётным путём составило 11,5%. Расхождения между вычисленными напряжениями на крайних волокнах стержней вблизи узлов и полученные на основе измеренных деформаций в ходе эксперимента не превысили 40%.

Заключение. Выявлено, что при полученных значениях силовых и моментных податливостей предложенная конструкция узла в виде полого шара в значительной мере обеспечивает жёсткое соединение стержней между собой: податливость узлов мало сказывается на напряжённо-деформированном состоянии сетчатых конструкций.

Результаты экспериментальных исследований устойчивости формы стержневых многогранников позволили установить, что предложенная математическая модель расчёта потери местной устойчивости формы сетчатого купола с жёсткими узлами при действии узловых осесимметричных нагрузок обладает удовлетворительной точностью. Расхождение между величинами нагрузок, полученных расчётным путём и в ходе эксперимента, не превысило 17%. Наибольшие значения расхождений между экспериментальными и расчётными значениями внутренних усилий, как правило, соответствуют начальной стадии нагружения и малым значениям внутренних усилий.

Список цитированных источников

1. Lopez, A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / A. Lopez, I. Puente, M. A. Serna // Computers and Structures. – № 85 (2007). –Р. 360–374.
2. Патент на п. м. РБ № 10764, МПК E 04B 1/58, 2015.
3. Патент на п. м. РБ № 11204, МПК E 04B 1/58, 2016.
4. Коршун, Л. И. Основы устойчивости стержневых систем / Л. И. Коршун, В. И. Игнатьев, А. С. Хамутовский. – Брест, 1995. – 64 с.
5. Пиковский, А. Ф. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. А. Пиковский. – Москва : ФИЗМАТГИЗ, 1961. – 396 с.
6. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов. – Москва : Стройиздат, 1949. – 376 с.

УДК 69.022

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПОПЕРЕК ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСТВОРНЫХ ШВОВ

Демчук И. Е.

Annotation: *Experimental and numerical studies of shear strength perpendicular to the plane of horizontal mortar joints of masonry from ceramic elements were carried out. Based on experimental results the value of the masonry initial shear strength perpendicular to the horizontal mortar joints is not less than 1,5 times higher than in shear parallel to the horizontal mortar joints were identified. Based on numerical calculations, diagrams of the dependence of the strength, values of the shear modulus, values of the limiting angle of shear deformations in shear of masonry across horizontal mortar joints from the level of compression of masonry were obtained. Analytical dependences to calculate the masonry shear strength perpendicular to the plane of the horizontal mortar joints taking into account its compression, as well as the ultimate value of the masonry shear strength were obtained.*

Аннотация: *Выполнены экспериментальные и численные исследования прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов кладки, выполненной из керамических кладочных элементов. На основании результатов экспериментальных исследований доказано, что значения начальной прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов не менее, чем в 1,5 раза выше, чем при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов. На основании численных расчетов выявлены зависимости прочности, значений модуля сдвига, значений предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге каменной кладки поперек горизонтальных швов от уровня обжатия каменной кладки. Получены аналитические зависимости для расчета прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов каменной кладки с учетом ее обжатия, а также предельного значения прочности при сдвиге каменной кладки.*

Введение. Сдвиг каменной кладки в направлении, перпендикулярном горизонтальным швам, до настоящего времени изучен недостаточно. В ТКП EN 1996-1-1 [1] значения прочности при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов каменной кладки отсутствуют, а в СНиП II-22 [2] приведены числовые значения, зависящие только от прочности на срез кладочных элементов. Такой же подход используется в британских [3] и польских [4] нормах. Однако экспериментальные исследования показывают, что основное влияние на прочность каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов оказывает не только прочность на срез камня, но и прочность кладочных растворов, а также уровень обжатия каменной кладки [5, 6]. В нормативных документах также отсутствуют данные о влиянии уровня обжатия каменной кладки на ее прочность при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов. Исследования также показали, что модуль сдвига каменной кладки не является величиной постоянной и снижается с ростом уровня касательных напряжений. В ТКП EN 1996-1-1 [1] и СНиП II-22 [2] значение модуля сдвига принимается равным 40% от кратковременного модуля упругости каменной кладки, что может приводить к ошибочным результатам при проверке предельных состояний каменных конструкций, подверженных сдвигу. Также было выявлено, что проверку предельных состояний каменных стен при действии сдвигающих усилий в их плоскости удобно выполнять на базе деформационного критерия прочности каменной кладки при сдвиге – предельного угла сдвиговых деформаций γ_{adm} . Однако решение данной задачи осложняется отсутствием в нормах числовых значений γ_{adm} .

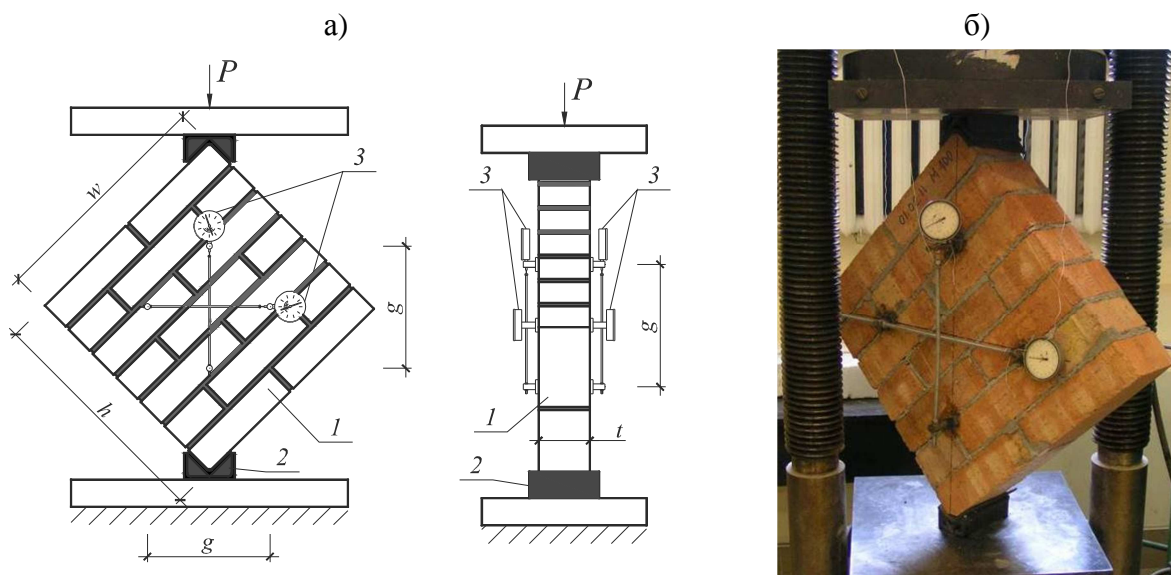
Все это свидетельствует о необходимости уточнения перечисленных характеристик путем проведения экспериментальных исследований. Однако создать в образцах каменной кладки одновременное обжатие и сдвиг поперек горизонтальных швов достаточно сложно. В этой связи задачу оценки прочности кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов с учетом ее обжатия целесообразно решать с применением численного моделирования процесса деформирования и разрушения каменной кладки при сдвиге [7].

В настоящем исследовании описаны экспериментальные исследования образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов без обжатия, получены исходные характеристики материалов кирпича и раствора для использования в математических моделях в пакете Ansys, проведено тестирование конечно-элементных моделей на результатах опытных испытаний, а также произведены расчеты КЭ-моделей образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов с обжатием.

Экспериментальные исследования. Испытания выполнялись на образцах каменной кладки, имеющих близкую к квадрату форму (с размером сторон около 500 мм) (см. рисунок 1). В этом случае в кладке возникает напряженное состояние, приближенное к случаю сдвига поперек горизонтальных швов, когда образуется трещина по диагонали образца. Для изготовления образцов использовались полнотелые и пустотелые (объем пустот 18%) кирпичи производства ОАО "Брестский КСМ" (РБ) на стандартных растворах разной прочности при сжатии 3,1, 7,9 и 10,9 МПа.

На основании испытаний определялись: прочность при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов f_{vvo} кладки при нулевых уровнях обжатия, значения предельного угла сдвиговых деформаций γ и модуля сдвига G (таблица 1).

В таблице 1 также указаны значения прочности при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов f_{vo} кладки при нулевых уровнях обжатия на основании собственных исследований образцов на этих же материалах [8].



1 – образец кладки; 2 – передаточный опорный башмак;
3 – индикаторы перемещений часового типа с ценой деления 0.001 мм
а) схема испытания, б) опытный образец в испытательной установке

Рисунок 1 – Испытание образца при диагональном сжатии

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов кладки из полнотелого кирпича КРО и пустотелого кирпича КРПУ на сдвиг поперек горизонтальных растворных швов

Вид кирпича	Прочность при сжатии кладочного раствора f_m (МПа)	Прочность при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов каменной кладки $f_{vvo.obs}$ (МПа)	Прочность при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов каменной кладки $f_{vo.obs}$ (МПа)	Модуль сдвига каменной кладки G_{obs} (МПа)	Предельный угол сдвиговых деформаций каменной кладки γ_{obs} (мм/м)
КРО	10,9	0,77	0,50	2090	0,38
	7,9	0,74	0,41	2220	0,34
	3,1	0,38	0,23	1130	0,35
КРПУ	10,9	0,66	0,48	1470	0,49
	7,9	0,81	0,34	1980	0,42
	3,1	0,52	0,18	1100	0,49

Из таблицы 1 следует, что значения начальной прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов не менее, чем в 1,5 раза выше, чем при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов. Особенно отчетливо это проявляется в каменных кладках, выполненных из пустотелых кладочных элементов. Это может говорить о том, что рекомендации ТКП EN 1996-1-1 [1] об уравнивании прочности кладки на сдвиг поперек и вдоль горизонтальных швов не являются обоснованными.

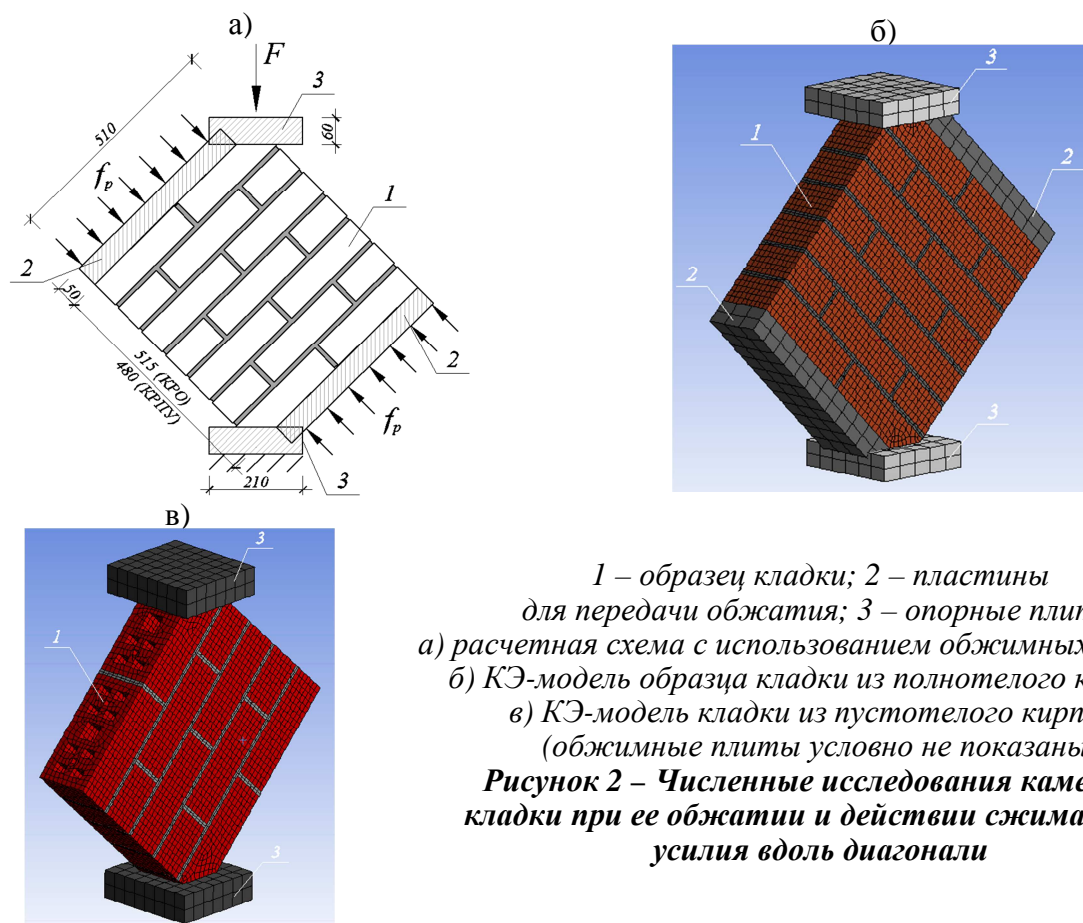
Из таблицы 1 следует, что изменение прочности раствора с 3,1 МПа до 10,9 МПа не отражается на значениях предельных углов сдвиговых деформаций

каменной кладки. Что касается значений модуля сдвига, то наиболее заметно падение значений при малой прочности при сжатии раствора (3,1 МПа).

Численное моделирование. КЭ-анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием КЭ SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных КЭ CONTA174/TARGE170.

Что касается свойств материалов, то прочностные и деформационные характеристики кирпича и раствора для дальнейшего использования в качестве исходных данных для численных моделей были получены по результатам предварительно проведенных экспериментальных исследований [9].

Геометрические размеры образца были приняты 510x515(480)x120 мм при толщине растворного шва 10 мм. Для полного соответствия реальному эксперименту в КЭ-модели учитывалось также контактное взаимодействие опытного образца кладки с плитами пресса (рисунок 2).



1 – образец кладки; 2 – пластины для передачи обжатия; 3 – опорные плиты
 а) расчетная схема с использованием обжимных пластин;
 б) КЭ-модель образца кладки из полнотелого кирпича,
 в) КЭ-модель кладки из пустотелого кирпича (обжимные плиты условно не показаны)

Рисунок 2 – Численные исследования каменной кладки при ее обжатии и действии сжимающего усилия вдоль диагонали

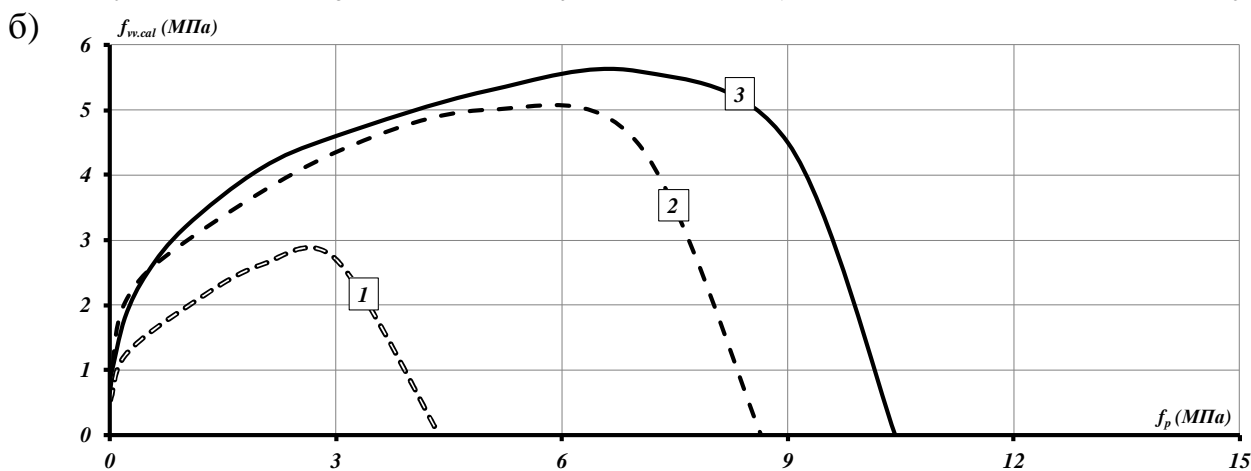
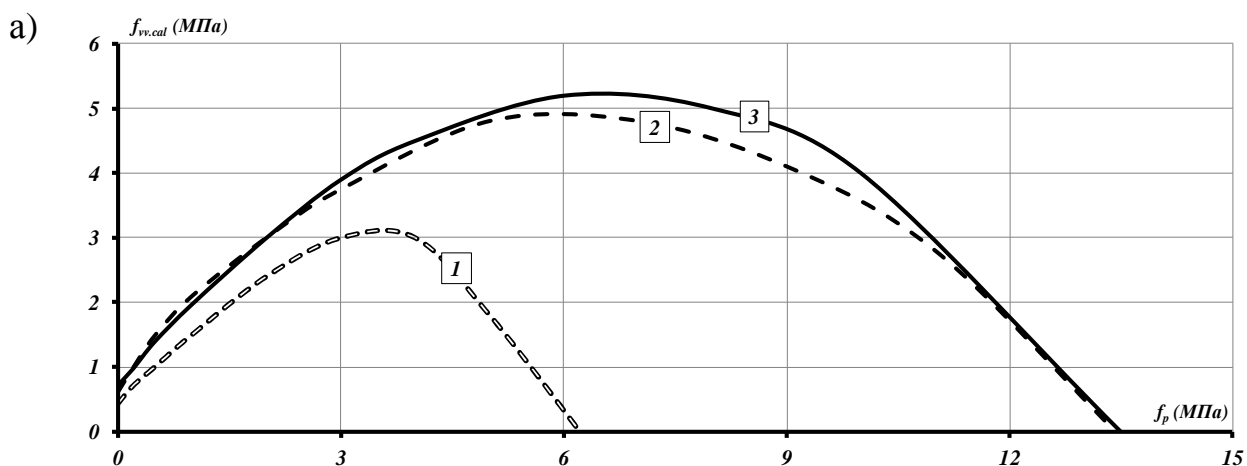
При расчете конечно-элементной модели образца при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов нагружение передавалось в два этапа: на первом шаге – приложение усилия обжатия, а на втором шаге – приложение усилия вдоль диагонали. Каждый шаг нагружения был разбит на 50...80 подшагов с целью приложения нагрузки непрерывно и равномерно ввиду нелинейного характера работы модели. При достижении несходимости в опциях решателя допускалось автоматическое добавление новых подшагов с дроблением последнего подшага, на котором было достигнуто успешное решение.

Разница в значениях прочностных и деформационных характеристиках кладки при сдвиге без обжатия, полученных экспериментально и численным расчетом, составила до 25%, что можно считать удовлетворительным (таблица 2).

На представленных на рисунке 3 графиках показаны зависимости прочности кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов $f_{vv.cal}$ от уровня ее обжатия f_p .

Таблица 2 – Сопоставление опытных значений начальной прочности при сдвиге кладки и предельного угла сдвиговых деформаций с результатами численного расчета

Вид кирпича	Прочность при сжатии кладочного раствора f_m (МПа)	Значения прочности при сдвиге f_{vvo} (МПа)		Отклонения %	Значения предельного угла сдвиговых деформаций γ (мм/м)		Отклонения %
		Средние опытные значения $f_{vvo.obs.mv}$	Расчетные $f_{vvo.cal}$		Средние опытные значения $\gamma_{obs.mv}$	Расчетные γ_{cal}	
КРО	10,9	0,77	0,72	-6	0,38	0,30	-23
	7,9	0,74	0,62	-17	0,34	0,33	-2
	3,1	0,38	0,43	12	0,35	0,35	-1
КРПУ	10,9	0,66	0,84	28	0,49	0,48	-3
	7,9	0,81	0,65	-20	0,42	0,52	24
	3,1	0,52	0,54	5	0,49	0,58	18



«1» – $f_m = 3,1$ МПа; «2» – $f_m = 7,9$ МПа; «3» – $f_m = 10,9$ МПа

а) полнотельный кирпич КРО; б) пустотелый кирпич КРПУ

Рисунок 3 – Графики зависимости прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов $f_{vv.cal}$ от уровня предварительного обжатия f_p

Результаты численных исследований показывают, что при возрастании сжимающих напряжений в каменной кладке $0,5 \cdot f$ (где f – прочность при сжатии каменной кладки) ее прочность при сдвиге поперек горизонтальных швов повышается. Дальнейший рост сжимающих напряжений приводит к резкому падению прочности при сдвиге каменной кладки. Это обусловлено изменением характера разрушения каменной кладки в зависимости от уровня сжимающих напряжений.

При одновременном действии сжимающих и сдвигающих напряжений каменная кладка работает в условиях плоского напряженного состояния. Рассматривая каменную кладку как однородный изотропный материал, главные растягивающие напряжения в кладке определяются по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[\sigma_\alpha + \sqrt{\sigma_\alpha^2 + 4\tau_\alpha^2} \right], \quad (1)$$

где σ_1 – главное растягивающее напряжение;

σ_α – нормальное напряжение;

τ_α – касательное напряжение.

При испытаниях образцов каменной кладки на диагональное сжатие при нулевом уровне сжимающих напряжений начальные значения прочности кладки при сдвиге f_{vvo} равны значению ее прочности на растяжение при действии главных растягивающих напряжений под углом 45° к горизонтальным швам кладки. Следовательно, в предельном состоянии для каменной кладки $\sigma_1 = f_{vvo}$. Приняв $\sigma_\alpha = f_p$, а $\tau_\alpha = f_{vv}$, получим:

$$f_{vvo} = \frac{1}{2} \cdot \left[f_p + \sqrt{f_p^2 + 4f_{vv}^2} \right], \quad (2)$$

где f_{vv} – прочность каменной кладки при сдвиге с учетом действия сжимающих напряжений;

f_p – значение сжимающих напряжений;

f_{vvo} – начальное значение прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов.

Выражая значение f_{vv} из формулы (2), получим:

$$f_{vv} = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + \frac{f_p}{f_{vvo}}}. \quad (3)$$

Аппроксимирующую зависимость для определения прочности кладки при сдвиге в диапазоне сжимающих напряжений $f_p = 0 \dots 0,5 \cdot f$ запишем:

$$f_{vv} = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + k \cdot \frac{f_p}{f_{vvo}}}, \quad (4)$$

где k – безразмерный поправочный коэффициент, значения которого принимаются равными $k=6$ для каменных кладок из полнотелых кладочных элементов и $k=7$ – для пустотелых кладочных элементов.

При этом значение f_{vv} не должно превышать предельного значения $f_{vv,lt}$, которое определяется по формуле:

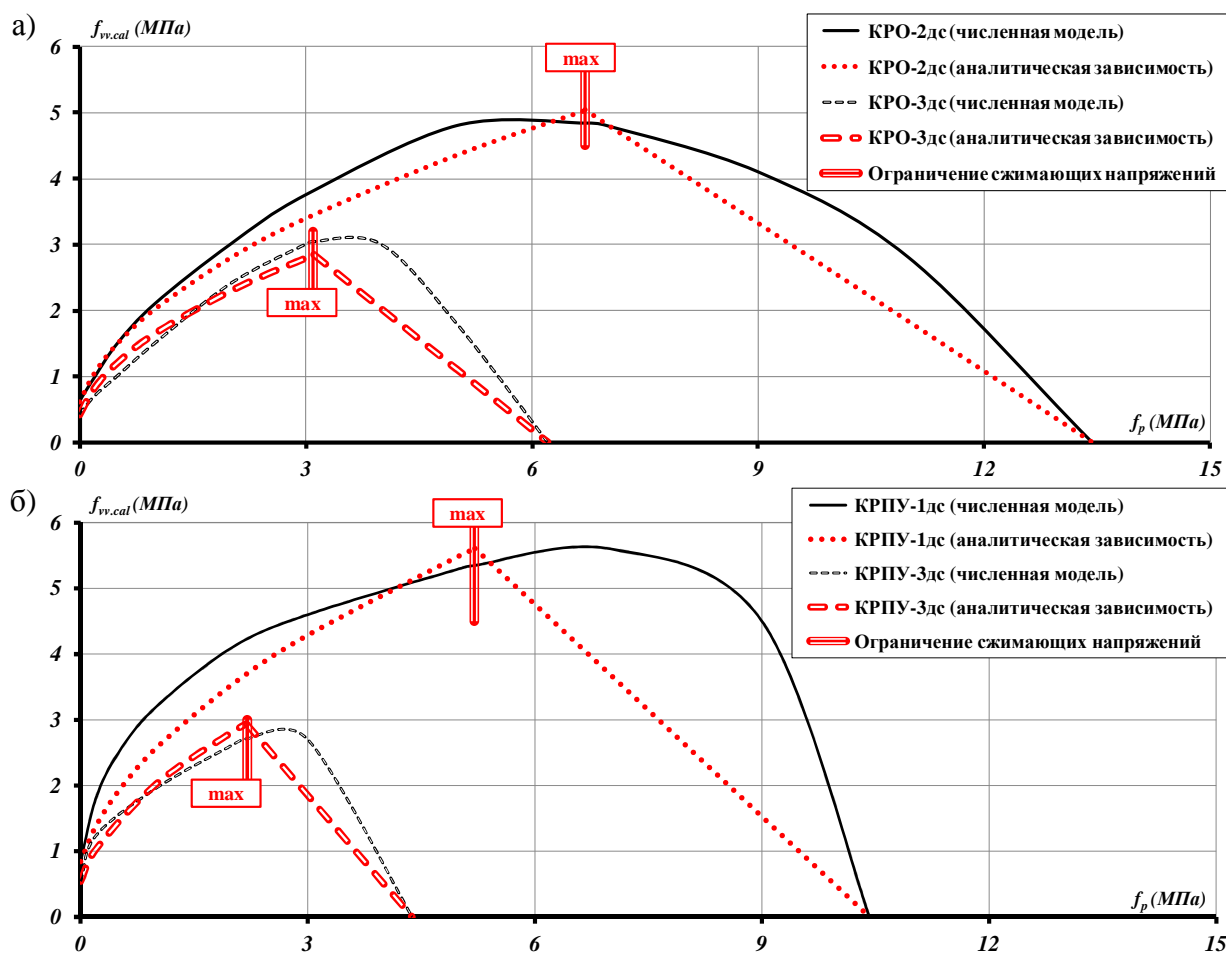
$$f_{vv,lt} = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + k \cdot \frac{0,5f}{f_{vvo}}}, \quad (5)$$

где f – прочность каменной кладки при сжатии.

Если сжимающие напряжения в каменной кладке превышают значение $f_p = 0,5f$, то прочность каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов устанавливается по формуле:

$$f_{vv} = (f - f_p) \cdot \frac{f_{vv,lt}}{0,5f}. \quad (6)$$

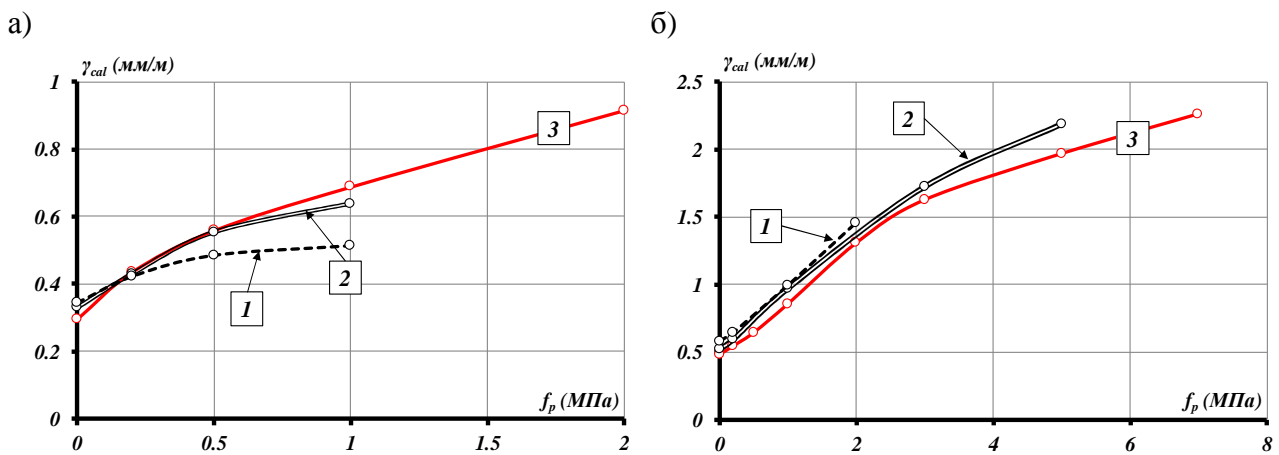
Графическая интерпретация зависимостей (4...6) в сопоставлении с графиками « $f_{vv}-f_p$ », полученными на основании численных исследований, приведена на рисунке 4.



а) полнотельный кирпич КРО; б) пустотельный кирпич КРПУ

Рисунок 4 – Сравнение графиков зависимости прочности при сдвиге поперек горизонтальных швов каменной кладки f_{vv} от уровня предварительного обжатия f_p по результатам КЭ-моделирования с принятыми аналитическими зависимостями

На рисунке 5 приведены графики зависимости значений предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге поперек горизонтальных швов γ_{cal} от уровня обжатия f_p .



«1» – $f_m = 3,1$ МПа; «2» – $f_m = 7,9$ МПа; «3» – $f_m = 10,9$ МПа
 а) полнотелый кирпич КРО; б) пустотелый кирпич КРПУ

Рисунок 5 – Графики зависимости значений предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге поперек горизонтальных швов γ_{cal} от уровня предварительного обжатия f_p

Из рисунка 5 следует, что значения предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге поперек горизонтальных швов для полнотелых и пустотелых кладочных элементов возрастают при росте уровня сжимающих напряжений, независимо от прочности раствора. При этом значение модуля сдвига с увеличением уровня обжатия кладки существенно не изменялось. Поэтому при проверке предельного состояния несущей способности стен, подверженных одновременному действию сдвигающих и сжимающих усилий, целесообразно применять значения γ_{adm} , установленные при нулевом уровне обжатия, равные 0,35 мм/м. Условием выполнения требований предельного состояния несущей способности каменной стены является непревышение расчетными значениями углов сдвиговых деформаций величины γ_{adm} .

Заключение. Предложена численная модель каменной кладки, подверженной действию сдвигающей и сжимающей нагрузки, базирующаяся на решении МКЭ нелинейных контактных задач с трением и сцеплением между кладочными элементами и раствором на основе пакета ANSYS.

На основании численных расчетов выявлены зависимости прочности, значений модуля сдвига, значений предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге каменной кладки поперек горизонтальных швов от уровня обжатия каменной кладки.

Получены аналитические зависимости для расчета прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов каменной кладки с учетом ее обжатия, а также предельного значения прочности при сдвиге каменной кладки.

Список цитированных источников

1. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций: ТКП EN 1996-1-1-2016 (33020) (EN 1996-1-1:2005+A1:2012, IDT). – Взамен СТБ EN 1996-1-1-2008; – Введ. РБ 11.03.2016. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь: Стройтехнорм: Бизнесофсет, 2016. – 109 с.

2. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81* (с изм. №1 и №2 ВУ). – Введ. 01.01.1983 (отменен на территории РБ с 01.01.2018). – Москва : ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР, 2015. – 46 с.

3. Structural use of unreinforced masonry: BS 5628-1:2005. Part 1. – Publ. 08.12.2005. – London : BSI, 1992. – 80 p.

4. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie: PN-B-03002:2007. – Publ. 11.07.2007. – KT 252, Projektowania Konstrukcji Murowych, 2007. – 68 str.

5. Kubica, J. Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi przemieszczeniami podłoża / J. Kubica. – Gliwice : Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2003. – 196 s.

6. Кабанцев, О. В. Влияние уровня нормального сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – Томск, 2015. – № 4. – С. 78–89.

7. Демчук, И. Е. Прочность и деформации каменной кладки из керамического кирпича при сдвиге поперек горизонтальных швов / И. Е. Демчук // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол. : О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2017. – Вып. 9. – принята к публикации.

8. Демчук, И. Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И. Е. Демчук, В. Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – № 1(73) : Строительство и архитектура. – С. 71–76.

9. Галалюк, А. В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона / А. В. Галалюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Випуск 24. – С. 100–112.

УДК 624.15+614.8.084+519.95:330.115

ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА ВАРИАНТОВ ОПТИМИЗАЦИИ ФАКТОРОВ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ МЕТОДАМИ ИНТЕНСИВНОГО УДАРНОГО УПЛОТНЕНИЯ

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

Аннотация: В статье рассмотрены основные аспекты поиска и выбора оптимальных вариантов процесса уплотнения грунтовых оснований с позиции конструктивно-технологических, организационно-экологических факторов и с учетом инженерно-геологических условий территории.

Предложенная методика, базирующаяся на совокупности статистических методов и моделей, обеспечивает вероятность оптимального выбора факторов процесса уплотнения грунтов не менее $P=0,92$.

Ключевые слова: оптимизация, факторы процесса, уплотнение, грунты, методика.

Илл. 1, табл. 2, библи. назв. 17.

Annotation: In article the main aspects of search and choice of optimal variants of process of consolidation of the soil bases from a position of constructive and technological, organizational and ecological factors and taking into account engineering-geological conditions of the territory are considered.

The offered technique which is based on set of statistical methods and models provides probability of the optimum choice of factors of process of consolidation of soil not less than $P = 0,92$.

Keywords: optimization, process factors, compression, soils, methods.

Ill. 1, tab. 2, bibl. nam. 17.

Введение. Строительство любых объектов на весьма сложных в инженерно-геологическом отношении территориях требует больших дополнительных затрат на проведение объемных мероприятий по их инженерной подготовке.

Практикой отечественного и зарубежного опыта [1–5] доказано, что наиболее рациональным способом подготовки строительных площадок со слабыми основаниями является интенсивное ударное уплотнение грунтового массива тяжелыми трамбовками.

Однако эффективное применение уплотнения грунтов таким методом возможно только при достоверных знаниях исходного состояния уплотняемых грунтов, влиянии конструктивно-технологических параметров и динамики изменения свойств грунтов в процессе после уплотнения.

Имеющиеся исследования [6–9] позволяют установить характер уплотнения по глубине, но не позволяют прогнозировать конкретное улучшение 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 по подготовке грунтовых оснований и, соответственно, выбору фундаментных конструкций.

Отсюда детальное выявление основных закономерностей, описывающих процесс уплотнения грунтов, его связь с конструктивно-технологическими параметрами механизма уплотнения и деформационно-прочностными характеристиками искусственных оснований, позволяющих не только качественно запроектировать фундаментные конструкции, но и обеспечить материально-и энергоэффективность их устройства, на сегодня более чем важно и актуально.

Это также позволяет обеспечить повышение уровня надежности и долговечности зданий и сооружений, возведенных на уплотненных грунтовых основаниях.

Постановка задачи. Анализ исследований [5–9] показывает, что с увеличением модуля деформации грунтов в естественном состоянии (E_0) требуется уменьшение диаметра трамбовки (d_{mp}).

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.

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 (ρ_d^{mp}), тем (при прочих постоянных условиях) диаметр трамбовки d_{mp} должен быть меньше.

Следует также отметить, что наибольшая эффективность уплотнения грунтовых оснований достигается при оптимальной (w_{opt}) влажности грунтов. При влажности ниже оптимальной требуется большая энергия на разрушение существующей и формирование новой структуры, что и обуславливает уменьшение глубины уплотнения ($H_{уп}$) при некотором повышении степени уплотнения.

Выявлено также, что с увеличением содержания глинистых частиц значение максимальной плотности сухого грунта (ρ_d^{max}) возрастает, т. е. чем однороднее уплотняемый грунт, тем плотность будет выше при одних и тех же энергозатратах на уплотнение. При этом, чем больше энергия удара (\sqrt{MgH}), тем влажность (w) меньше.

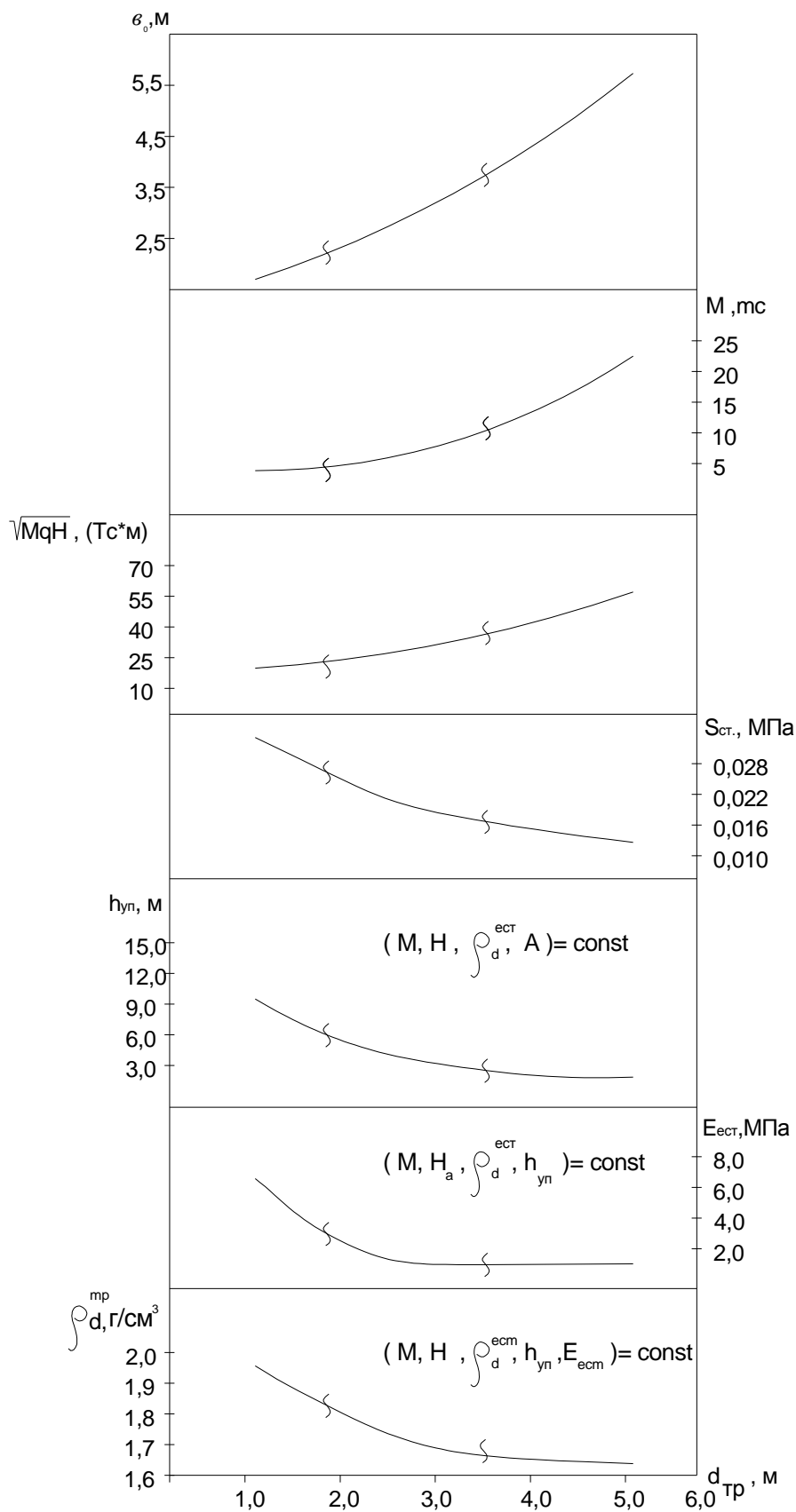
Практически для всех видов и состояний грунтов наибольшее снижение w характерно на первоначальном этапе уплотнения и даже при малой энергии удара. Увеличение энергии удара обуславливает уменьшение w , но оно очень незначительное. Что касается изменений ρ_d , то оно имеет обратную тенденцию, т. е. при увеличении энергии удара ρ_d увеличивается и, особенно, на начальном этапе уплотнения.

Увеличение же 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.

Так же выявлено, что 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}).

Не менее существенным фактором качественного уплотнения является и расстояние между точками уплотнения и схема их расположения.

Выявленные взаимосвязи между диаметром (d_{mp}) и массой (M), исходной влажностью (w), глубиной отпечатка (h_{opt}), энергией удара (\sqrt{MgH}), работой (A) и числом ударов (n), расстоянием между точками уплотнения (l), соотношением фактических и требуемых плотностей сухого грунта ($\rho_d^{фак} / \rho_d^{mp}$) и модулем деформации (E_0) позволили составить график взаимозависимости свойств и технологических параметров процесса их уплотнения (рисунок 1) и выделить диапазоны наиболее часто встречаемых в практике конструктивно-технологических параметров механизмов уплотнения и формируемых свойств грунтовых оснований.



M – масса трамбовки; $h_{уп}$ – мощность уплотняемой зоны; ϵ_0 – расстояния между точками трамбования, MgH – энергия одиночного удара; $E_{ест}$ – модуль деформации, $S_{ст}$ – статическое давление на грунт], A – площадь основания трамбовки
Рисунок 1 – График взаимосвязи диаметров трамбовок со свойствами уплотняемых грунтов $d_{тр} = f(P_d^{мр}, E_{есм})$ и технологическими параметрами $d_{тр} = \varphi(h_{уп}, S_{ст}, M, H, \sqrt{MgH}, \epsilon_0)$

Множественность выбора вариантов параметров процесса уплотнения грунтов определяет необходимость разработки методики оптимального выбора конструктивно-технологических параметров позволяющих получить качественное основание при минимальных энергозатратах, а следовательно снизить стоимость работ по нулевому циклу.

Методы исследования. В основу принципа формирования системы выбора возможных вариантов оптимизации процессов уплотнения грунтами тяжелыми трамбовками может быть положена совокупность статических моделей и методов.

Информационная ситуация при ранжировании вариантов оптимизации укладывается в следующую схему. Имеется n возможных вариантов оптимизации, для каждого из которых характерны определенные параметры, при этом систему вариантов оптимизации можно оценить по совокупности факторов, определяющих предпочтительность того или иного варианта.

При достаточно значимом количестве факторов можно достоверно отделить закономерную составляющую, определяющую предпочтительность варианта оптимизации от случайной, обусловленной неполнотой учета всех возможных факторов и ошибками методов формирования ранговых последовательностей [10].

Анализ графика взаимосвязи факторов процесса уплотнения грунтов, т. е. конструктивных параметров трамбовок, технологических параметров процесса и деформационно-прочностных характеристик грунтов, позволил составить морфологическую матрицу численных значений рангов ($R_{ij}, j=1...8$) расчетных условий и расчетных вариантов (таблица 1).

Таблица 1 – Морфологическая матрица численных значений рангов

Расчетные условия	Расчетные варианты													
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈	A ₉	A ₁₀	A ₁₁	A ₁₂	A ₁₃	A ₁₄
$B_1[\rho_d^{mp}, \frac{z}{cm^3}]$	2	1	3	1	4	5	6	3	8	4	5	7	9	3
$B_2[E_{ecn}, MPa]$	1	3	2	5	6	1	4	6	2	1	3	2	3	6
$B_3[h_{yn}, m]$	4	3	4	4	2	5	2	7	6	6	7	3	3	2
$B_4[S_{cm}, MPa]$	3	5	3	4	6	3	1	2	5	3	4	2	7	5
$B_5[\sqrt{MgH}, \frac{mc}{m}]$	4	4	3	1	3	4	1	2	4	3	3	2	4	3
$B_6[M, m]$	8	1	9	3	2	1	4	5	2	6	6	2	5	5
$B_7[b, m]$	4	3	4	7	5	3	2	4	3	5	6	1	2	6
$B_8[d_{mp}, m]$	4	6	3	2	4	9	5	2	3	2	7	6	3	2

Для этой системы ранговых последовательностей может быть принята одна из мер «детализации» учета соответствующих факторов вида [11, 12]

$$\Delta j = \max_i R_{ij} - \min_i R_{ij}, 1 \leq \Delta j \leq m. \quad (1)$$

Степень детализации учета любого из факторов можно характеризовать суммой рангов

$$S_j = \sum_{i=1}^m R_{ij}. \quad (2)$$

Количественную оценку степени предпочтения факторов можно определять оценкой Фишборна

$$\bar{P}_j = \frac{2 \cdot (n - j + 1)}{n \cdot (n + 1)}, j = 1, \dots, n. \quad (3)$$

Однако так как информационная ситуация характеризуется неопределенностью, т. е. объективно существуют весовые коэффициенты, отражающие значимость каждого из факторов, но для конкретных случаев они не известны, то для решения проблемы можно использовать принцип максимума неопределенности, введя в рассмотрение меру неопределенности второго рода [13, 14]

$$H_2(P) = \prod_{j=1}^n P_j^{n-j+1}. \quad (4)$$

Решая задачу на условный экстремум

$$H_2(P) = \prod_{j=1}^n P_j^{n-j+1} \rightarrow \max_{P_j} \sum_{i=1}^m P_j = 1, \quad (5)$$

при условии

$$P_1 \geq P_2 \geq \dots \geq P_j \geq \dots \geq P_n \geq 0, \quad (6)$$

с помощью метода неопределенных множителей Лагранжа имеем:

$$\left. \begin{aligned} L(\bar{P}) &= H_2(\bar{P}) + \lambda \cdot (1 - \sum_{i=1}^m P_j); \\ \frac{\partial L}{\partial P_j} &= P_1^n \cdot P_2^{n-1} \dots (n - j + 1) \cdot P_j^{n-j} \dots P_n^1 - \lambda = 0; \\ j &= 1, \dots, n, \end{aligned} \right\}, \quad (7)$$

отсюда

$$\left. \begin{aligned} \lambda \bar{P}_j &= H(\bar{P}) \cdot (n - j - 1); \\ \lambda &= \sum_{i=1}^m H(\bar{P}) \cdot (n - j - 1) = H(\bar{P}) \cdot \left(\frac{(n + 1) \cdot n}{2} \right); \\ \bar{P}_j &= \frac{2 \cdot (n - j + 1)}{(n + 1) \cdot n}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Однако учитывая, что оценки Фишборна предполагают строгое упорядочение ранговых последовательностей

$$B_1 > B_2 > \dots > B_j > \dots > B_n, \quad (9)$$

а для практики это обстоятельство зачастую мало характерно, были рассмотрены модифицированные оценки, обеспечивающие максимум меры неопределенности, при ограничениях, допускающих равенство мер для Δ_j некоторых ранговых последовательностей [14, 15], т. к.

$$\dots\Delta_{j-1} \leq \Delta_j = \Delta_{j+1} = \dots = \Delta_{j+k} \leq \Delta_{j+k+1}\dots, \quad (10)$$

где k_j – степень кратности ранговых последовательностей при их упорядочении по мере Δ_j .

Отсюда совокупности мер Δ_j соответствует упорядоченная по степени предпочтения система ранговых последовательностей

$$\dots(\dots, B_{j-1}) > B_j(B_{j+1}, \dots, B_{j+k}) > B_{j+k+1}(B_{j+k+2})\dots \quad (11)$$

с количественной оценкой предпочтения вида –

$$\bar{P}_j = \frac{n-j+1}{S}, \quad (12)$$

где

$$S = \sum_{j=1}^l k_j \cdot (n-j+1); \quad l = n - \sum_{j=1}^n (k_j - 1). \quad (13)$$

Соответственно имеем: $\Delta_1 = 8; \Delta_2 = 5; \Delta_3 = 6; \Delta_4 = 4; \Delta_5 = 3; \Delta_6 = 8; \Delta_6 = 6; \Delta_7 = 8$, что определяет следующее упорядочение ранговых последовательностей

$$B_1(B_6, B_8) > B_3(B_7) > B_2 > B_4 > B_5. \quad (14)$$

При $S = 69$ весовые коэффициенты ранговых последовательностей соответственно будут равны:

$$P_1 = P_6 = P_8 = 0.131; \quad P_3 = P_7 = 0.116; \quad P_2 = 0.101; \quad P_4 = 0.087; \quad P_5 = 0.073.$$

Однако упорядочение ранговых последовательностей расчетных вариантов, без учета абсолютных значений, может сопровождаться потерей информации.

Во избежание этого используем принцип «потенциального распределения», т. е. условный экстремум [12, 16]:

$$\left. \begin{aligned} H = -\sum_{j=1}^n P_j \cdot \ln P_j \rightarrow \max_{P_j}; \\ \sum_{j=1}^n P_j = 1; \\ \prod_{j=1}^n \Delta_j^{P_j} = const, \end{aligned} \right\}, \quad (15)$$

где первое уравнение выступает в качестве оптимизируемого функционала, определяющего меру неопределенности, второе – условие нормировки, третье – постулирования постоянства среднегеометрического значения меры Δ_j .

Соответственно, используя критерий Байеса

$$w_i = \sum_{j=1}^n \bar{P}_j \cdot P_{ij}, \quad (16)$$

получаем коэффициенты (q_j) для расчетных вариантов (A_i) (таблица 2).

Таблица 2 – Значения критериев Байеса и весовых коэффициентов расчетных вариантов

Расчетные условия	Расчетные варианты													
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈	A ₉	A ₁₀	A ₁₁	A ₁₂	A ₁₃	A ₁₄
Критерий Байеса, w_i	3,415	4,112	4,124	5,843	5,263	6,209	4,828	4,219	4,002	3,642	5,013	5,612	6,210	3,946
Весовые коэффициенты, q_j	0,088	0,064	0,062	0,583	0,585	0,041	0,058	0,0603	0,069	0,083	0,594	0,589	0,040	0,082

Следовательно – $A_1 > A_{10} > A_{14} > A_9 > A_2 > A_3 > A_8 > A_{11} > A_5 > A_{12} > A_4 > A_6 > A_{13}$.

Достоверность оптимальности выбора варианта процесса уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определим оценкой математического ожидания (m_w) методами интенсивного ударного уплотнения и среднеквадратического отклонения (σ_w) критерия Байеса [17]

$$m_w = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n w_i; \quad \sigma_w^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (w_i - m_w)^2. \quad (17)$$

Имеем: $m_w = 4,462$, $\sigma_w = 0,957$.

Согласно таблицам интегральной показательной функции [17] студентизированная величина равна $x = 0.192$, которой соответствует вероятность $P = 0.92$.

Бесспорно, как показывают исследования процесса уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками, что значимое влияние имеют и другие факторы – начальное напряженно-деформированное состояния грунтового массива, форма поверхности подошвы трамбовок, схема размещения точек уплотнения, технологическая этажность процесса уплотнения и др., однако предложенный подход к поиску вариантов оптимизации процесса уплотнения дает возможность практического учета влияния всех факторов.

Заключение. Произвольный выбор конструктивных параметров тяжелых трамбовок и неучет технологических особенностей и закономерностей динамики уплотнения грунтов методами интенсивного ударного уплотнения практически всегда приводят к удорожанию инженерной подготовки строительной площадки и не позволяют достичь требуемого уплотнения грунтовых оснований при относительно приемлемых энергетических затратах.

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 большинства конструктивно – технологических параметров и факторов.

Оптимизация при множестве факторов и параметров требует использования совокупности статических моделей и методов, базирующихся на следующих процедурных этапах:

- формирование множества расчетных случаев и множество факторов, в которых эти расчетные случаи могут реализоваться;

- определение и задание ранговых критериев предпочтительности с позиции учета одного из главных факторов;
- формирование ранговых последовательностей и мер при упорядочении расчетных случаев;
- построение (принятие) моделей расчета весовых коэффициентов ранговых последовательностей и выбор основной модели;
- определение весовых коэффициентов расчетных случаев и выбор проектного варианта.

Бесспорно, предложенная схема поиска оптимальных вариантов требует широкого использования САПР.

Список цитированных источников

1. Зарецкий, Ю. К. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю. К. Зарецкий, М. Ю. Гарицелов – Москва : Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.
2. Швец, В. Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В. Б. Швец. – Москва : 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. Основные принципы прогнозов уплотнения грунта при интенсивном импульсном нагружении / П. С. Пойта, А. Н. Тарасевич // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. – № 5(17). – С. 23–25.
5. Пойта, П. С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П. С. Пойта // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1. – С. 109–110.
6. Пойта, П. С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки / П. С. Пойта // Строительство. – Минск. – 2003. – № 1–2. – С. 243–247.
7. 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 // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура – 2013. – № 1. – С. 72–77.
8. Клебанюк, Д. Н. Особенности методики выбора технологических параметров при уплотнении грунтов оснований тяжелыми трамбовками / Д. Н. Клебанюк, П. С. Пойта, П. В. Шведовский // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура – 2013. – № 1. – С. 77–81.
9. 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.
10. Клебанюк, Д. Н. Некоторые технологические аспекты устройства искусственных оснований методами интенсивного ударного уплотнения / Д. Н. Клебанюк, П. С. Пойта, П. В. Шведовский // Современные геотехнологии в строительстве и их научно – техническое сопровождение : сборник трудов международной НТК. – Санкт – Петербург, 2014. – Ч. II. – С. 191–198.
11. Четыркин, Е. М. Статистические методы прогнозирования / Е. М. Четыркин. – Москва : Статистика, 1977 – 406 с.
12. Гумбель, Э. Статистика экспериментальных значений / Э. Гумбель. – Москва : Мир, 1965 – 392 с.
13. Райфа, Г. Анализ решений. Введение в проблему выбора в условиях неопределенности / Г. Райфа. – Москва : Наука, 1970 – 296 с.
14. Раманчандран, М. Теория характеристических функций / М. Раманчандран. – Москва: Наука, 1973 – 306 с.
15. Хаттманспергер, Т. Статистические выводы, основанные на рангах / Т. Хаттманспергер. – Москва : Финансы и статистика, 1987 – 282 с.
16. Уилкс, С. Математическая статистика / С. Уилкс. – Москва : Наука, 1967 – 624 с.
17. Феллер, В. Введение в теорию вероятностей и ее приложения / В. Феллер – Москва : Мир, 1967. – Т. 2. – 423 с.

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЙ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ В УЧЕБНОЙ ПРОЦЕССЕ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРОВ

Курлапов Д. В., Волос И. Н., Терещенко Р. В.

Введение. Актуальность данной темы обусловлена указанием Президента РФ о стратегическом развитии цифровой экономики в России и создании свода правил по информационному моделированию в строительстве. Объектом исследования стало развитие технологии BIM-строительства как нового способа ведения строительства и как создание новой точки в образовательном процессе по подготовке кадров в высших учебных заведениях России.

В последнее время тенденции развития новых технологий не стоят на месте, а идут большими скачками вперед, что приводит к тому, что выпускники строительных вузов становятся неактуальны на рынке потребителя за счет введения новых технологий, о которых им никто не рассказывал за время обучения. Информационная модель здания – это цифровая экономика в строительстве, которая может в себе содержать всю информацию о расходе бюджетных средств на строительство, этапах строительства, прозрачности всех процессов. На данном этапе мы значительно отстаем от зарубежных стран, ведь нам необходимо вообще пересмотреть все наши нормативные акты, модернизировать образовательный процесс. Сейчас известно, что конкурентоспособность образовательного учреждения зависит от качества подготовки выпускника, поэтому, насколько этот выпускник будет соответствовать требованиям рынка труда, настолько будет востребован данный вуз, настолько будет востребовано наше образование за границей, настолько будут востребованы наши специалисты [1]. На основании всего этого необходимо разработать новый подход в образовательном процессе по подготовке будущего специалиста с применением в обучении BIM-технологий.

Концепция BIM на сегодняшний день – это не просто новый метод проектирования, но и иной подход к строительству, оснащению, обеспечению эксплуатации, реконструкции, ремонту здания, управлению жизненным циклом здания, управлению окружающей нас средой. В общем, это новая технология строительства здания от А до Я, которая сможет скоординировать все процессы строительства, начиная с проектирования и заканчивая эксплуатацией здания, а также в дальнейшем экономического подхода к его ремонту или реконструкции.

Но не надо заблуждаться в том, что компьютер все решает и делает за человека – нет, это не так. Компьютер не обладает разумом, и в данной технологии нет нейронных сетей, все решения по проектированию, технологиям, материалам решает сам человек. Данный подход помогает ему сгруппировать весь имеющийся материал, собрать в единую систему и выдать на основе полученных данных тот самый готовый продукт информационного моделирования. Причем в данном подходе BIM заставляет работать всех специалистов через

одну информационную систему, тем самым уменьшает риск ошибки. Итак, все же что такое BIM?

Информационная модель здания (BIM) (Building Information Model) – это числовая информация о существующем либо о проектируемом здании или сооружении, которая хорошо согласована, скоординирована и взаимосвязана, используется для принятия решений непосредственно по проектируемому объекту, создания необходимой проектной документации, умения предсказания технических и эксплуатационных качеств (свойств) объекта, составления строительных планов, смет, изготовления оборудования, материалов и их заказов, управления возведением, эксплуатацией, оснащением техническими средствами объекта в течение всего жизненного цикла, а также проектирования, реконструкции, ремонте, сносе, утилизации здания и иных связанных взаимодействий со зданиями [2].

На рисунке 1 представлена схема, непосредственно относящаяся к BIM, по которой видно, что поступающая информация в одну модель через BIM выходит в другую.



Рисунок 1 – Схематическое представление информации через BIM

К основным задачам BIM относятся: создание модели будущего объекта; проектирование с использованием различных вариантов, технико-экономических показателей; размещение объекта строительства в существующую застройку; качественное проектирование; создание информационной модели объекта; коллективная работа различных участников проекта; координация

всех разделов проектирования и строительства; получение рабочей документации; взаимодействие проектного отдела со строителями; организация и управление строительством; составление календарного и сетевого графиков производства работ; расчет стоимости строительства; расчет в потребности материалов; осуществление строительного надзора; отслеживание динамики выполненных работ; сравнение плана и факта; контроль отклонений; оперативный поиск по объекту строительства; достоверная информация; связь с системами эксплуатации.

Проще говоря, BIM – это вся организованная информация о здании, которая может использоваться на стадии проектирования, строительства, реконструкции, эксплуатации, сноса здания.

Надо понимать, что применение данной технологии (подхода) облегчает работу с объектом и имеет ряд преимуществ по сравнению с другими формами проектирования, а именно, в 3D-режиме объект собирается воедино, на основе имеющихся данных специалисты производят подбор, расчет, согласование компонентов и систем будущего здания с возможностью заранее проверить функциональность и жизнеспособность принятого решения, а также избежать мелких ошибок проектировщиков.

Информационная модель здания (BIM) – это современная технология проектирования XXI века, которая требует знания и понимания у молодых специалистов-строителей не только в области базовых расчетов, но и знания инструментов её реализации таких компьютерных программ, как Revit, ArchiCAD, Bentley Architecture, Allplan, Digital Project и других, без которых вся технология будет лишена смысла. Инструменты реализации BIM-технологии предназначены для разных специалистов: архитекторов, электриков, механиков, специалистов по инженерным сетям, проектировщиков зданий и сооружений, строителям (рис. 2).

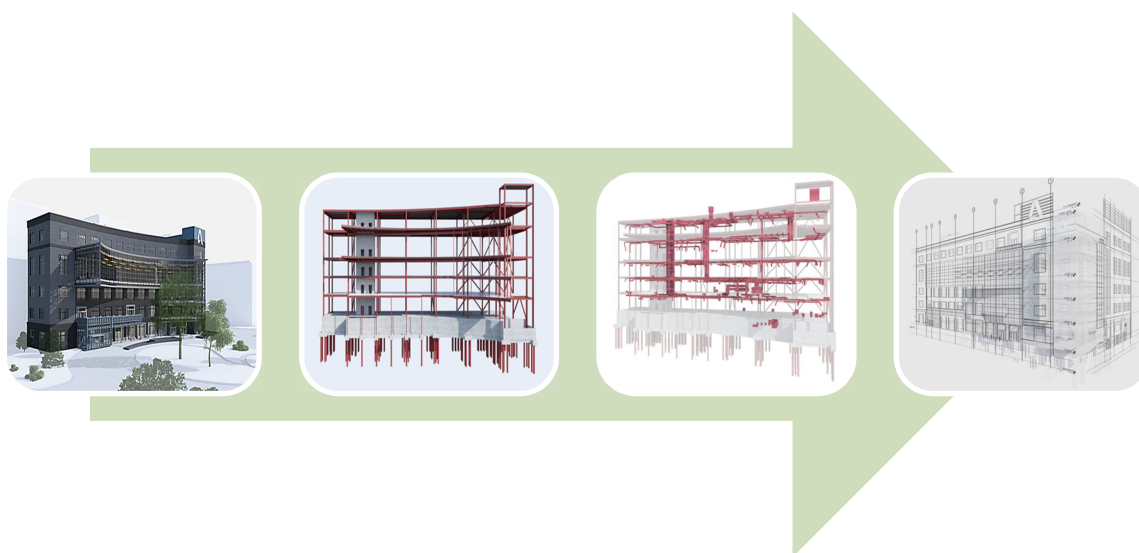


Рисунок 2 – Информационное моделирование здания различными специалистами (архитекторами, проектировщиками строительных конструкций, проектировщиками инженерных систем, строителями)

Если провести анализ международного опыта применения BIM-технологий в строительстве, то можно увидеть активное внедрение этих технологий на гос-

ударственном уровне в таких странах, как США, Великобритания, Франция, Финляндия, Норвегия, Сингапур, Южная Корея, Китай.

Уже с 2014 года в странах Евросоюза были внесены изменения в директиву о госзакупках, в которой рекомендуется использование BIM-технологий в строительстве для эффективности расхода бюджетных средств, а также прозрачности строительства на всех этапах. Зарубежные аналитики отмечают, что внедрение технологии информационного моделирования в строительстве обеспечивает значительное сокращение расходов на строительство объектов до 30% и сокращение расходов на эксплуатацию объектов более 40% [3]. Помимо экономических выгод от применения технологии информационного моделирования, все это приводит к повышению конкурентоспособности предприятия за счет снижения рисков, повышения качества проекта и безопасности на объекте, повышения взаимосвязей между участниками проекта, автоматизации процесса. Это стало возможным благодаря государственной политике данных стран и их курсу по достижению целей развития в отрасли строительства.

Данная технология уже не впервые встречается у нас в России, и некоторыми крупными организациями давно уже используется в строительстве, но данные организации на основе моделирования используют нормативные правовые акты, документы зарубежных стран. И этот вопрос в России уже прорабатывается: Минстрой дал указание по созданию четырех сводов правил по информационному моделированию в строительстве. И по имеющейся информации, 11 октября 2017 года в России был зарегистрирован первый свод правил «Информационное моделирование в строительстве. Правила организации работ производственно-техническими отделами», разработанный с целью использования технологий информационного моделирования на всех стадиях жизненного цикла зданий и сооружений. В нем прописаны общие принципы применения технологии информационного моделирования в производственно-технических отделах, требования к проектной информационной модели, необходимой для ее приемки у заказчика в начале производства строительных работ, требования к информационному наполнению модели в ходе строительных работ и правила передачи этой модели после завершения работ, а также определены уровни доступа к информационной модели для различных ролей процесса строительства [4].

Предложения по подготовке кадров по BIM-технологиям. При подготовке специалистов необходимо выделять такие направления, которые соответствуют современным требованиям, таким как междисциплинарные знания и способность к междисциплинарным обоснованиям проектных решений; способность системно и самостоятельно мыслить, выявлять и эффективно решать производственные задачи с использованием компетенций, освоенных в вузе; нацеленность на результативность профессиональной деятельности.

Образовательная программа должна быть разработана таким образом, чтобы студент получал знания, умения навыки в той же последовательности, как сформирован жизненный цикл строительного объекта, условно выделенный в следующие стадии: предпроект (предпроектное предложение, технико-экономическое обоснование), проект (эскизный проект, технический проект), рабочий проект и рабочая документация, строительство, управление и эксплуатация, ремонт и (или) реконструкция [5] (рис. 3).



Рисунок 3 – Жизненный цикл объекта строительства

На основе вышеизложенного возникает вопрос о создании в строительных высших учебных заведениях единой образовательной программы по направлению «строительство», в которой необходимо провести междисциплинарную интеграцию с созданием новой дисциплины – «Информационное моделирование зданий». Данный курс обучения предполагается ввести с начала обучения специальным дисциплинам. При выполнении сквозного курсового задания по данной дисциплине от объемно-планировочного решения здания до проекта организации его строительства с использованием BIM-технологий есть основания полагать, что студент получит не только глубокие теоретические навыки по общепрофессиональным и специальным дисциплинам, но существенно их проработает и закрепит, а также получит целостное представление о многоэтапном проектировании и неразрывной связи всех технических элементов здания. Такой же подход необходимо ввести и на дипломном проектировании. Тем самым выпускники на рынке труда со временем станут востребованными не только в России, но и за границей, а также позволит выйти на новый уровень строительным компаниям.

Заключение. Для обеспечения строительной отрасли конкурентоспособности на мировом уровне перехода строительной индустрии на цифровую экономику необходимо ввести новую дисциплину в образовательный процесс, что позволит не только всесторонне изучить этапы строительства в целом, но и получить практические навыки в работе с BIM-технологиями. Тем самым технология информационного моделирования зданий войдет в нашу жизнь как обыденность.

Список цитированных источников

1. Курлапов, Д. В. Сравнительный анализ результатов инженерного расчета с расчетом в программном комплексе SCAD OFFICE / Д. В. Курлапов, Р. В. Терещенко, И. Н. Волос // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: материалы XVIII научно-методической конференции ВИТУ (13 марта 2014 года). ВИ(ИТ) ВА МТО (ВИТУ) – Санкт-Петербург, 2014. – С. 160–165.
2. Талапов, В. В. Технология BIM. Суть и особенности внедрения информационного моделирования зданий. – Москва, 2016.
3. План внедрения технологий информационного моделирования зданий (BIM – Building Information Modeling) в области промышленного и гражданского строительства – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://www.minstroyrf.ru/press/3d-proektirovanie-budet-ispolzovatsya-v-oblastipromyshlennogo-i-grazhdanskogo-stroitelstva>
4. Аханов, В. С. Справочник строителя / В. С. Аханов, Г. А. Ткаченко. – Москва : Издательство «Феникс», 2004.
5. Козлов, И. М. Оценка экономической эффективности внедрения BIM – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : http://www.integralsib.ru/articles/vnedrenie_bim/economy

УДК 539.3+624.012.3

МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ДРУГИЕ ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Курлапов Д. В., Дудурич Б. Б., Шок П. В., Гришук А. П.

Введение. При проектировании и строительстве всё большего количества объектов используются перспективные современные технологии и средства. Одним из способов, позволяющих эффективно снизить габариты, материалоемкость и стоимость, а также повысить эксплуатационные характеристики, является возведение монолитных железобетонных зданий и сооружений с безбалочными перекрытиями и предварительно напряженной канатной арматурой без сцепления с бетоном.

Существует несколько проверенных методик по расчёту и проектированию подобных конструкций, однако ни одна из них не учитывает влияние предварительного напряжения одной конструкции на другую. Как правило, конструкции рассчитываются отдельно, что не даёт полной картины.

Для определения влияния предварительного напряжения арматуры перекрытия на другие элементы конструкции была создана конечно-элементная модель монолитного железобетонного здания в программном комплексе SCAD Office 11.5. Данная расчетная программа выбрана из-за ее доступности, широты распространения, соответствия СП и ГОСТ, кроме того, именно она предназначена для расчета сооружения в целом. Другие многофункциональные проектно-расчетные системы ориентированы на выполнение детальных проверочных расчетов отдельных несущих строительных конструкций в соответствии с действующими нормами [1].

Прочность преднапряженных железобетонных конструкций не зависит от величин предварительного напряжения арматуры. Поэтому расчет таких конструкций ничем не отличается от расчета на прочность железобетонных кон-

струкций без предварительного напряжения, а силы обжатия являются внешними силами наряду с полезной нагрузкой.

Моделирование плит производится оболочечными элементами. При этом натяжение моделируется двумя способами: температурной нагрузкой на стержень и сосредоточенной нагрузкой, приложенной к анкеру. Расчет преднапряженной системы без сцепления конструкции задаётся путем приложения к расчетной схеме внешних сил в соответствии с геометрией раскладки каната.

В расчетной схеме колонны задаются конечными элементами – стержнями, для которых предусмотрена работа по обычным правилам сопротивления материалов. Описание их напряженного состояния связано с местной системой координат. Стержни присоединены к узлам плит посредством дополнительных вставок, жёсткостью на порядок больше, чем жёсткость колонн, с помощью которых учитываются эксцентриситеты узловых примыканий. Тогда ось $X1$ ориентирована вдоль упругой части, а оси $Y1$ и $Z1$ — вдоль главных осей инерции поперечного сечения.

Стержень работает по пространственной схеме и воспринимает продольную силу N , изгибающие моменты M_y и M_z , поперечные силы Q_z и Q_y , а также крутящий момент M_k .

Вычисление расчетных сочетаний усилий производится на основании критериев, характерных для соответствующих типов конечных элементов – стержней, плит, оболочек, массивных тел. В их качестве приняты экстремальные значения напряжений в характерных точках поперечного сечения элемента. При расчете учитываются требования нормативных документов и логические связи между загрузками.

Расчёт колонн выполнялся в программном комплексе SCAD, (армирование вычисляется инструментом «Сопротивление железобетонных сечений» подпрограммы АРБАТ) по заранее вычисленным расчётным сочетаниям усилий (см. рис. 1).

Проверка	Коэффициент	
Прочность по предельному моменту сечения	0,351	
Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L0/i > 14$	0,061	
Момент, воспринимаемый сечением, при образовании трещин	4,818e-013	
Прочность по предельной продольной силе с учетом арматуры по высоте сечения	0,245	
Прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами	4,476e-004	
Прочность по наклонной трещине	0,001	
Поперечная сила при отсутствии наклонных трещин	0,003	
Предельная гибкость в плоскости XoY	0,163	
Предельная гибкость в плоскости XoZ	0,163	

Рисунок 1 – Диаграмма критических факторов, возникающих в колонне без предварительного напряжения плит перекрытия и покрытия

При выполнении расчётов было обнаружено, что в крайнем ряду колонн возникают большие изгибающие моменты, которые не могут быть восприняты колонной сечением 350x350 мм, армированной продольными стержнями

A400 Ø16 (коэффициент использования прочности по предельному моменту 1,045; по предельной продольной силе 1,022 (рис. 2)). Однако по результатам расчёта исходной модели (рис. 1) видно, что в случае отсутствия предварительно-напряжённых канатов, колонны воспринимают и момент, и продольную силу (коэффициент использования прочности по предельному моменту 0,351; по предельной продольной силе 0,238). Исходя из этого, можно сделать вывод о том, что устройство предварительно-напряжённой арматуры без сцепления с бетоном приводит к ухудшению работы колонны крайнего ряда колонн в среднем в 3 раза.

Проверка	Коэффициент	
Прочность по предельной продольной силе сечения	1,022	
Прочность по предельному моменту сечения	1,045	
Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L0/i > 14$	0,061	
Момент, воспринимаемый сечением, при образовании трещин	1,711	
Прочность по предельной продольной силе с учетом арматуры по высоте сечения	0,246	
Прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами	4,642e-004	
Прочность по наклонной трещине	0,002	
Поперечная сила при отсутствии наклонных трещин	0,003	
Предельная гибкость в плоскости XoY	0,163	
Предельная гибкость в плоскости XoZ	0,163	

Рисунок 2 – Диаграмма критических факторов, возникающих в колонне при предварительном напряжении плит перекрытия и покрытия

Данное явление вполне логично. Присутствующие в канатах сжимающие напряжения передаются плитам перекрытия и покрытия, которые, будучи жёстко соединены с колоннами, сжимаясь, буквально «стягивают» крайние ряды колонн «внутри» здания. Из-за жёсткого узла соединения плит с колоннами в них возникает изгибающий момент, который, как следует из законов строительной механики, увеличивается по направлению к нижнему сечению элементов. Это влияние может быть воспринято продольной арматурой, однако требует увеличения процента армирования. В данной экспериментальной модели увеличение продольной арматуры для восприятия увеличивающегося момента несущественно (с 8,044 см² до 10,18 см²), однако при этом увеличении коэффициенты использования остаются в 2...3 раза больше коэффициентов в исходной модели. Сам собой возникает вопрос о возможности восприятия отрицательного влияния изгибающего момента без увеличения продольной арматуры.

Данная проблема была решена экспериментально, в ходе проведения расчётов. В исходную модель был введён шарнирный узел в основании каждой колонны. При задании шарнира в нижнем сечении колонны момент в этой точке не возникает, одновременно с этим по высоте колонны он уменьшается в связи с уменьшением плеча приложения нагрузки от сжатия плит перекрытия и покрытия.

Введение шарнира в нижнем сечении колонны обеспечивает уменьшение коэффициентов использования на 5...10% (рис 3). Данного снижения хватает для обеспечения нормальной эксплуатации, однако, как и при увеличении армирования, коэффициент использования остаётся в несколько раз больше, чем в исходной модели.

Проверка	Коэффициент	
Прочность по предельной продольной силе сечения	0,941	
Прочность по предельному моменту сечения	0,98	
Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/i > 14$	0,06	
Момент, воспринимаемый сечением, при образовании трещин	1,604	
Прочность по предельной продольной силе с учетом арматуры по высоте сечения	0,239	
Предельная гибкость в плоскости XoY	0,163	
Предельная гибкость в плоскости XoZ	0,163	

Рисунок 3 – Диаграмма критических факторов, возникающих в колонне с шарнирным узлом закрепления в нижнем сечении, при предварительном напряжении плит перекрытия и покрытия

Заключение. Стоит отметить, что устройство шарнирного узла соединения колонны с плитой в нижнем сечении не требует дополнительных капиталовложений, в отличие от увеличения рабочей арматуры. Экономический эффект от данного решения является очевидным.

При проведении данного анализа вопрос о восприятии сечением колонны момента при образовании трещин не затрагивался. Повысить прочность элемента по данному конкретному параметру можно тремя путями: увеличением его сечения; увеличением количества рабочей продольной арматуры; использованием бетона более высокого класса. Для примера можно провести дополнительный расчёт анализируемой ранее конструкции, с использованием расчётных сочетаний усилий, полученных при расчёте модели с предварительно напряженными плитами перекрытия и покрытия, а также шарнирами в нижнем сечении колонн.

Список цитированных источников

1. Курлапов, Д. В. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для курсантов и студентов / Д. В. Курлапов, В. В. Тюкаев. – Санкт-Петербург : ВИ(ИТ) ВАМТО, 2015. – С. 191–202.
2. Демичев, Д. С. Численное моделирование сооружений из монолитного железобетона для обеспечения качества проектирования / Д. С. Демичев, А. Д. Иванов // Молодые учёные – промышленности Северо-западного региона: материалы семинаров политехнического симпозиума, декабрь 2004 года. – Санкт – Петербург : Изд-во Политехн. ун-та, 2004.
3. Портаев, Д. В. Опыт расчета монолитных преднапряженных конструкций в программном комплексе SCAD с использованием метода эквивалентных нагрузок. – Москва : МГУ, 2012.

ПРОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ И АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ МАЧТ ОСВЕЩЕНИЯ

Лагун Ю. И., Згировский А. И.

***Annotation:** The article deals with the modeling of the football stadium's lighting tower, the steel structure of which is designed in the form of a cantilever with a knee where the support part is designed in the form of a cylindrical shell, and the upper part is designed in the form of a conical shell. Features of determining external influences on a given structure are considered, and special attention is paid to determining the wind load and taking into account its dynamic effects. The analysis of the stress-strain state of the tower, including stability calculation, is performed. Calculation of stability, as well as non-linear static calculation, revealed a significant local instability of the shell in the knee of the tower.*

Данная статья посвящена разработке конечно-элементной модели стальной осветительной мачты, а также анализу её напряженно-деформированного состояния.

В качестве несущих конструкций осветительной башни стадиона «Динамо» применены стальные цилиндрические и конические оболочки с общей высотой +53,7 [4].

На отметке +24,034 ствол башни цилиндрической формы $\varnothing 2500$ мм толщиной 25 мм из стали 09Г2С изламывается на 36 градусов от вертикали и переходит в коническую оболочку с $\varnothing 1500$ мм толщиной 20 мм из стали 09Г2С на отм.+47,78. Предусмотрены несколько монтажных стыков, реализованных при помощи двусторонних цилиндрических накладок из t25/09Г2С, которые привариваются лобовыми угловыми швами к оболочке стержня. Стыки реализованы на отметках +22,84, +37,05 и +46,29.

На отметке +47,78 ствол башни разветвляется и образует треугольную «петлю». Элементы «петли» запроектированы из конических труб: переход от $\varnothing 1000$ мм на отметке +51,69 до $\varnothing 500$ мм на отметке +64,66.

Внутри «петли» предусмотрены 7 технологических площадок и специальные балки (дуги) для крепления освещения.

Общая устойчивость башни обеспечена защемлением башни в фундаменте при помощи трех рядов анкерных болтов $\varnothing 48$ из стали 09Г2С.

Специальные элементы, обеспечивающие местную устойчивость элементов оболочки, предусмотрены только в зоне разветвления ствола башни на отм. +47.780.

Общая геометрическая схема представлена ниже на рисунке 1.

Расчетная схема башни выполнена в Femap с применением конечных элементов (КЭ) трех типов: пластинчатые 3-х и 4-узловые (для моделирования плоских элементов, типа фланцев и ребер жесткости), пластинчатые 6-ти и 8-ми узловые (для моделирования криволинейных оболочек ствола башни) и стержневые 2-узловые.

Размеры КЭ приняты не более 100 мм поперек образующей, что обеспечивает достоверность результатов расчетов, при этом в регулярных зонах пла-

стинчатые элементы предусмотрены вытянутыми вдоль образующей в соотношении 1:2. Общий размер КЭ модели составляет: ≈ 28900 элементов, ≈ 73700 узлов.

Свойства КЭ назначены:

- для пластинчатых элементов согласно указаниям в комплектах КМ: толщины от 16 мм до 50 мм;
- для стержневых элементов площадок: квадратные трубы в соответствии с указаниями в чертежах;
- для стержневых элементов стволов «петли»: круглые трубы со значениями диаметров в начале и конце элементов, принятых путем линейной интерполяции диаметров, указанных в чертежах.

Сопряжение площадок со стволами «петли», а также распорок площадок с поясами площадок приняты шарнирным, сопряжение дуг под осветительное оборудование со стволом принято жестким – в проектной документации отсутствуют конструктивные решения по данному вопросу.

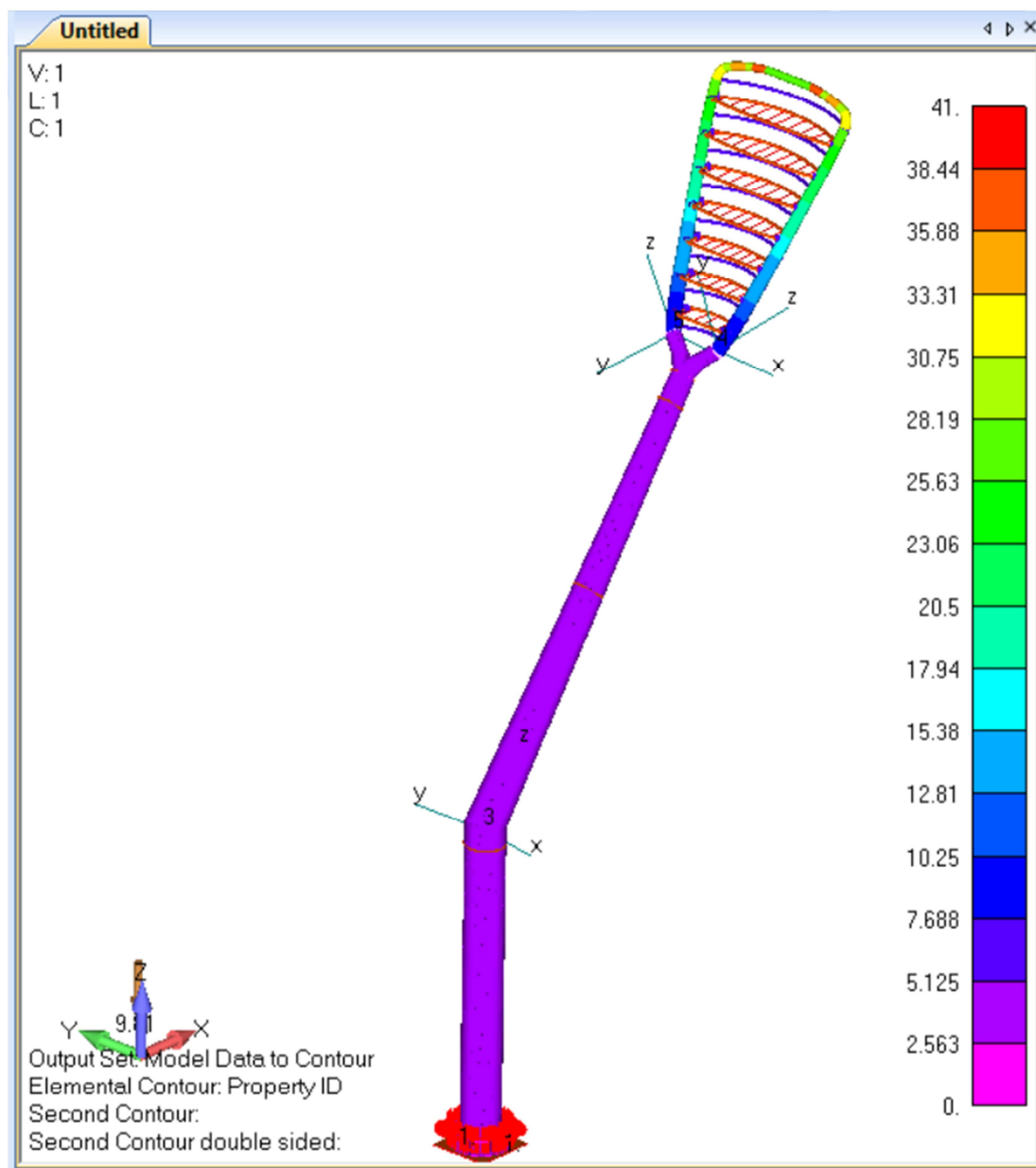


Рисунок 1 – Общий вид КЭ модели осветительной башни

Виды внешних воздействий определены по проектной документации и по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1].

Собственный вес осветительной башни учтен при помощи механизма ускорения свободного падения ($g=9.81 \text{ м/с}^2$), свойств плотности используемых материалов (для стали $\rho=7850 \text{ кг/м}^3$) и номинальных размеров сечений, принятых для элементов в проектной документации.

Нагрузка от собственного веса технологических площадок и стремянок внутри основного ствола башни не учитывалась.

Собственный вес осветительного оборудования принят равным 280 Н в каждую точку крепления.

Значение собственного веса кабелей принято 0,75 кН/м. Для верхней части башни нагрузка принята линейно распределённой со значением $0,5 \cdot 0,75 = 0,375 \text{ кН/м}$ и приложенной по обеим сторонам «петли».

Нагрузка от кабелей на основной ствол башни принята сосредоточенной и приложенной в местах крепления держателей кабелей с шагом 2000 мм в соответствии с проектной документацией и равной 0,380 кН.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1.05$ учтен в сочетаниях.

Полезная нагрузка на технологические площадки приведена к линейной и приложена к перемышкам балочных площадок: от 0,530 кН/м до 0,81 кН/м.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1.30$ учтен в сочетаниях.

Значение ветровой нагрузки по оси X принято:

– для основного ствола башни, замоделированного пластинчатыми элементами, нагрузка определена как для цилиндрической оболочки по схеме 12б Приложения 5 [1] и приложена в виде нормального давления к внешней поверхности КЭ. Для наклонных элементов учтен понижающий коэффициент экспозиции $\cos 54^\circ=0.5878$;

– для верха башни («петли») нагрузка замоделирована линейной распределённой с учетом $C_x=0,7$ для цилиндрических элементов, нагрузка на площадки не учитывалась в силу ее незначительности.

Значение ветровой нагрузки по оси Y принято:

– для основного ствола башни, замоделированного пластинчатыми элементами, нагрузка определена как для цилиндрической оболочки по схеме 12б Приложения 5 [1] и приложена в виде нормального давления к внешней поверхности КЭ;

– для верха башни («петли») нагрузка замоделирована линейной распределённой с учетом $C_x=0,7$ для цилиндрических элементов, нагрузка на площадки не учитывалась в силу ее незначительности.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1.4$ учтен в самом нагружении.

Для определения ветровой нагрузки от пульсаций с учетом собственных частот колебания первоначально было определено количество форм собственных колебаний в регламентируемом диапазоне 0...2,9 Гц. Расчет выявил 4 формы колебаний, две из которых приведены на рисунке 2. Как показал анализ, башне свойственны спаренные формы собственных колебаний в перпендикулярных направлениях.

Значение температурных нагрузок принято с учетом рекомендаций СНиП II-23: перепад $+40^\circ$ и перепад -40° .

Перепад температуры был приложен ко всем КЭ расчетной модели.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1.1$ учтен в самом нагружении

В расчетной модели для базы введен механизм расчета контакта между опорной плитой и нижележащим фундаментом, а также использовались стержневые элементы для моделирования анкеров. Для анализа вся башня была зафиксирована от смещения только в местах односторонних связей (в местах установки анкеров).

Статические расчеты выполнены на программном комплексе «Femap» и использованием решателя Nx/Nastran с использованием стержневых двух узловых и пластинчатых 3, 4, 6 и 8 узловых конечных элементов.

Осветительная башня рассчитана на следующие нагружения:

Таблица 1 – Нагружения осветительной башни

№ нагружения	Наименование
1	Собственный вес МК
2	Нагрузка от осветительного оборудования
3	Нагрузка от кабелей
4	Полезная нагрузка на технологические площадки
5	Нагрузка от гололеда
6	Ветер вдоль оси X
7	Ветер вдоль оси Y
8	Температурная нагрузка + 40
9	Температурная нагрузка - 40
10	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси X 1
11	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси X 2
12	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси Y 1
13	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси Y 2
14	Пульсация ветра вдоль потока вдоль оси X
15	Пульсация ветра вдоль потока вдоль оси Y

Статический расчет выполнен с использованием следующих предположений:

- линейный статический расчет;
- линейный изотропный материал;
- отсутствует учет геометрических несовершенств исследуемых конструкций;
- геометрически нелинейное взаимодействие в зоне контакта с фундаментом и анкерами.

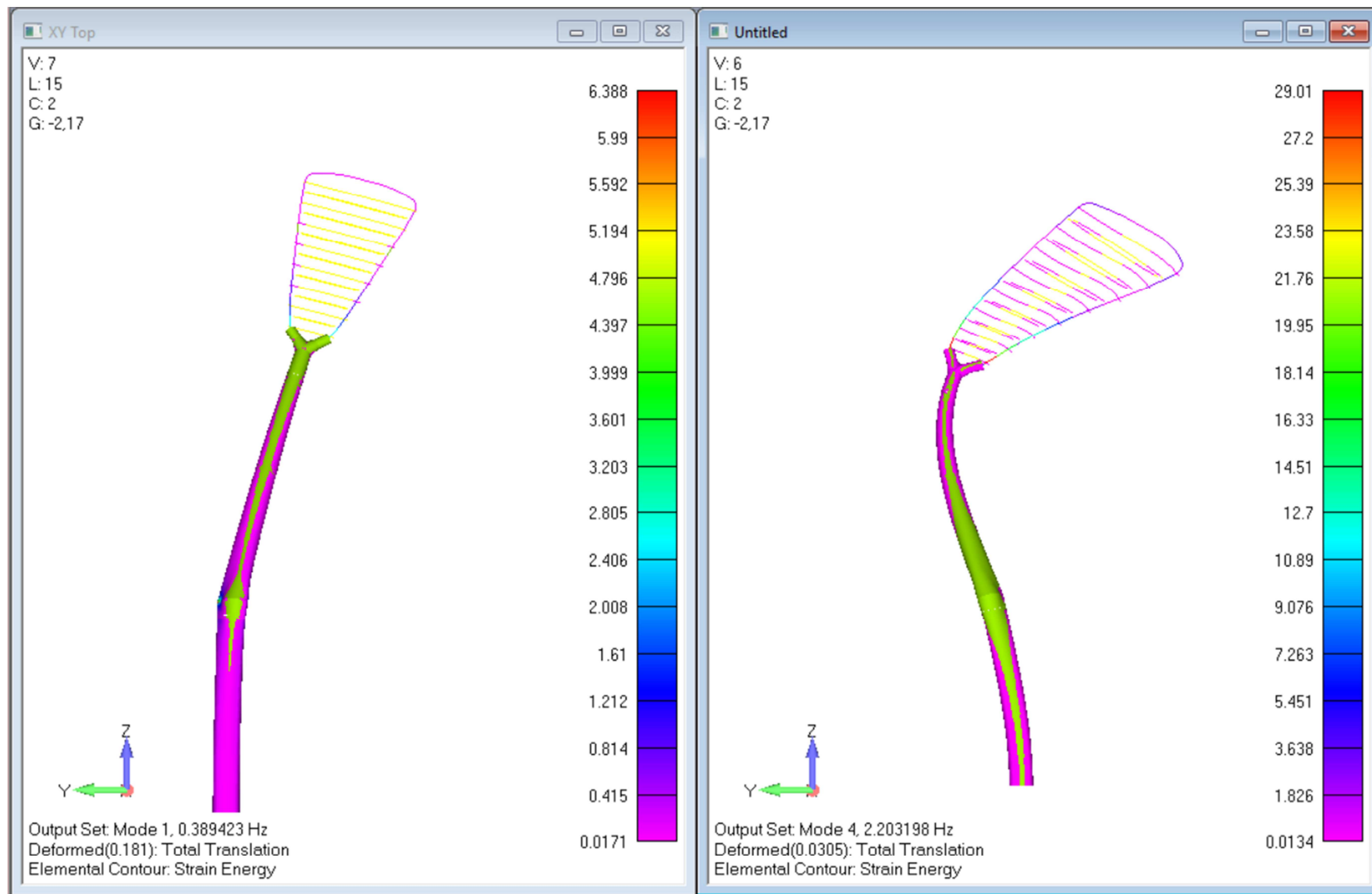


Рисунок 2 – Собственные формы колебаний вдоль оси Y

Проведенный расчет на устойчивость в геометрически нелинейной постановке показал локальную неустойчивость системы даже при действии 1% собственного веса (см. рисунок 3), что, как и превышение предела текучести нормальными напряжениями в оболочке, свидетельствует о необходимости выполнять все виды расчетов в нелинейной постановке, т. е. учитывать физическую и геометрическую нелинейность системы.

На основании полученных результатов и их анализа можно сделать вывод о том, что устойчивость башни лимитирована местной устойчивостью «излома» оси ствола башни.

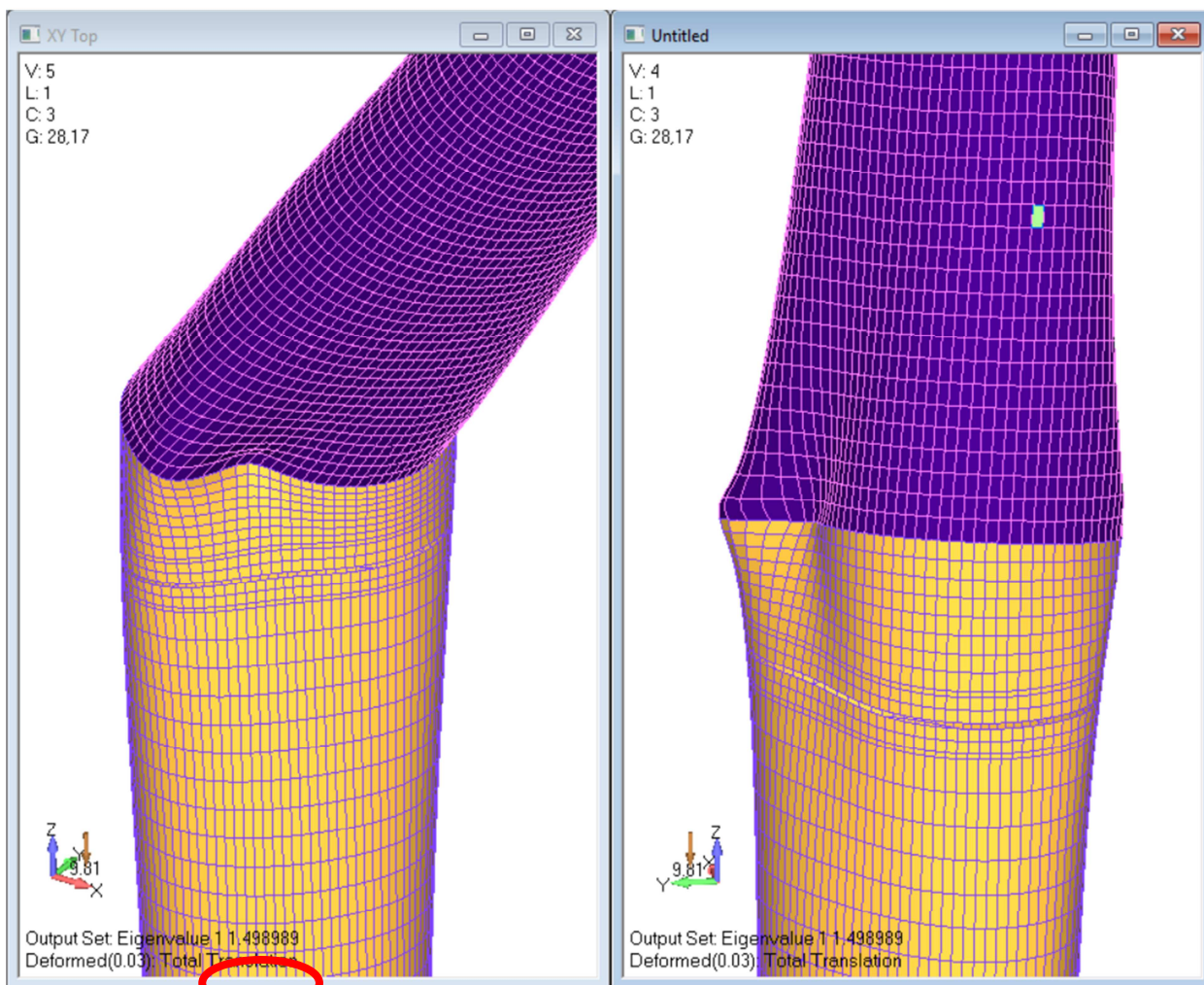


Рисунок 1 – Деформированное состояние и наиболее вероятная форма потери устойчивости осветительной башни при линейном расчете на устойчивость

Анализ перемещений осветительной башни показал, что система достаточно деформативна: суммарный относительный прогиб на консоли от постоянных воздействий равен $1,492/53,76=1/36$.

Анализ НДС анкеров показал, максимальные усилия не превышают 146 кН, что значительно меньше прочности 298 кН.

Максимальные приведенные напряжения базы осветительной башни наблюдаются в верхнем фланце в местах примыкания ребер жесткости: 248 МПа, а также в стволе осветительной башни в месте примыкания к верхнему фланцу: ≈ 230 МПа. Прочность элементов базы обеспечена для принятой стали и толщины проката.

Максимальные приведенные напряжения наблюдаются в локальной зоне в месте стыковки секций на отм.+22,840 и достигают 403 МПа, что значительно превышает прочность материала стали ($R_y=300$ МПа), и свидетельствует о развитии пластических деформаций при учете нелинейных свойств стали.

Анализ НДС средней части ствола осветительной башни в месте перелома показал, что максимальные приведенные напряжения имеют место в зоне краевого эффекта стыка секций на отм.+24,034 и достигают 1011 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление стали ($R_y=300$ МПа), и свидетельствует о развитии пластических деформаций (см. Рисунок 4).

Напряжения в остальной части ствола башни составляют 267 МПа, которые плавно уменьшаются кверху башни.

Максимальные приведенные напряжения в верхней части ствола башни (за исключением зоны с отверстиями) от перелома до «петли» наблюдаются в нижней ее части и достигают 97 МПа, что значительно меньше расчетного сопротивления стали ($R_y=300$ МПа).

Напряжения в верхней части в зоне отверстий могут колебаться в пределах $197 \pm 26,3$ МПа при динамическом воздействии ветра на конструкции, тем не менее, максимальные пиковые напряжения с учетом всех видов воздействий могут достигать 249 МПа (см. Рисунок 5). Следует отметить, данные напряжения посчитаны с учетом отсутствия локального усиления верхнего отверстия накладкой. Максимальные приведенные напряжения в опорной части зоны разветвления ствола башни не превышают 204 МПа и носят ярко выраженный локальный характер.

Максимальные приведенные напряжения в самом разветвлении ствола башни не превышают 206 МПа и также носят локальный характер, при этом следует отметить незначительный размер указанных зон. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.

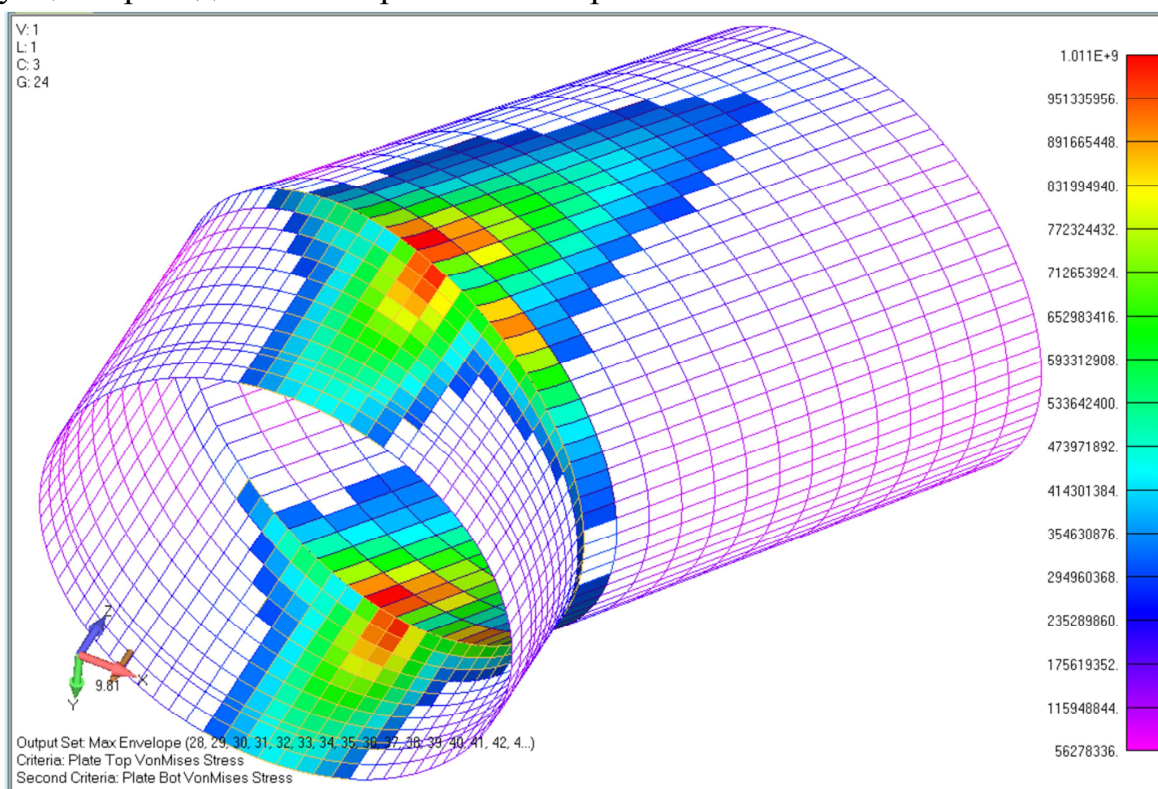


Рисунок 2 – Максимальные приведенные напряжения по Мизесу в месте перелома средней части ствола, Па

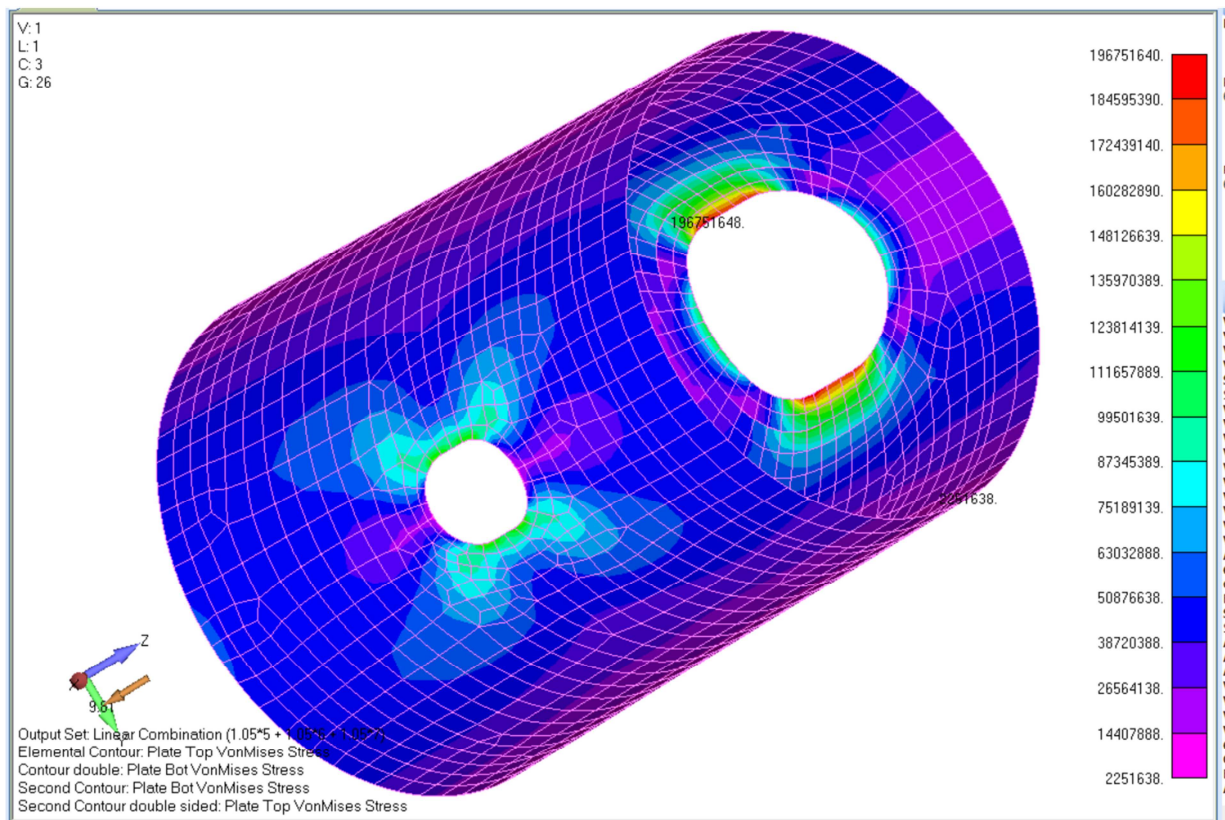


Рисунок 5 – Средние приведенные напряжения по Мизесу в верхней части ствола в зоне отверстий, Па

Максимальные приведенные напряжения в опорной части зоны разветвления ствола башни не превышают 204 МПа и носят ярко выраженный локальный характер. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.

Максимальные приведенные напряжения в самом разветвлении ствола башни не превышают 206 МПа и также носят локальный характер, при этом следует отметить незначительный размер указанных зон. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.

Что касается НДС цилиндрических ветвей, то максимальные приведенные напряжения достигают 205 МПа в зоне перехода от цилиндрической оболочки к стержневым элементам «петли» осветительной башни. Зона также имеет незначительную протяженность и на остальных участках напряжения не превышают 100 МПа.

Заключение. Жесткость ствола осветительной башни не отвечает требованиям [2]: относительный прогиб составляет 1/36. Прочность ствола башни не обеспечена в локальной зоне «излома» ствола осветительной башни. Местная устойчивость не обеспечена в локальной зоне «излома» ствола башни. Для обеспечения прочности и надежности запроектированных конструкций осветительной башни перепроектировать конструктивное решение узла сопряжения вертикальной и наклонной частей «излома» ствола осветительной башни с целью повышения прочности и местной устойчивости зоны излома. Выполнить отверстие в стволе размерами 300x400 мм с закругленными углами R150 мм (реализовано в расчетной модели) для исключения концентрации напряжений в угловых зонах. Повысить жесткость ствола башни путем устройства вутов в зоне излома.

Список цитированных источников

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
2. Прогны и перемещения: дополнения. Раздел 10 / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Стальные конструкции: СНиП II-23-81* / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
4. Реконструкция комплекса объектов стадиона «Динамо» в г. Минске: комплекты чертежей 13.056.02.10,11,12,13-КМ.

УДК 694.1

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УГЛЕРОДВОЛОКОННОЙ ОБОЙМОЙ

Ладных И.

Annotation: *The article is devoted to a new method of wooden compressed-bent elements' strengthening using a "carbon fiber clip". The report also considers possible numerical model in Ansys Workbench to calculate this wooden elements with a "carbon fiber clip". The author of the article suggests to compare the results of a numerical and analytical solutions and full-scale test.*

Аннотация: *В данной статье рассматривается новый метод усиления деревянных сжато-изгибаемых элементов при помощи «углеродволоконной обоймы». Также предлагается вариант численного моделирования в Ansys Workbench для определения напряженно-деформированного состояния деревянного сжато-изогнутого элемента. Представлены сравнительные результаты численного, аналитического решения, а также результаты натурного эксперимента.*

Введение. Основная тенденция последнего десятилетия в области строительства – это не только проектирование новых конструкций, но и усиление уже существующих. Например, для усиления деревянных конструкций существуют различные схемы и методы усиления. Однако для усиления уникальных конструкций и конструкций, подверженных воздействию химически агрессивных сред, этого недостаточно. Автором статьи предлагается рассмотреть новый тип усиления деревянных сжато-изгибаемых элементов при помощи наноматериалов – углерод-волоконной ленты на эпоксидной матрице, представленный на рисунке 1.

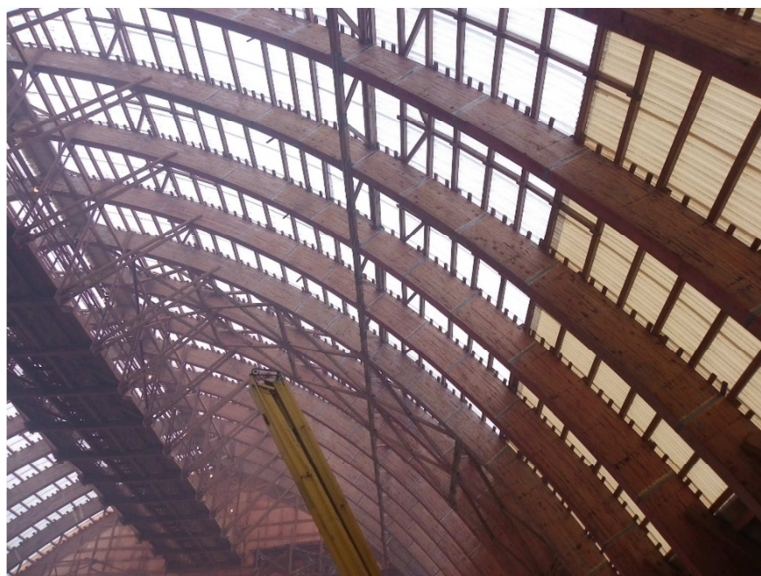


Рисунок 1 – Усиление сжато-изгибаемых деревянных элементов при помощи «УВ-обоймы»

Цель данной работы – создание модели в Ansys Workbench для определения напряженно-деформированного состояния деревянного сжато-изогнутого элемента с «углеродволоконной обоймой» (далее – «УВ-обоймой») и сравнительный анализ с экспериментальными и теоретическими данными.

Обзор существующих исследований по данной проблеме. На сегодняшний день существуют различные методы усиления деревянных изгибаемых балок с использованием композитных материалов [1, 2]. В частности, следует выделить работы российских ученых Н. В. Линькова [3], Д. Г. Копаница [4], а также среди западных ученых Томаша Новака [5]. Каждый из этих ученых изучал напряженно-деформированное состояние композитных усиливающих элементов и предложил свой подход к их расчету. Основным недостатком этих работ является применимость предлагаемых методов усиления только к изгибаемым балкам и для единичных уникальных исторических конструкций.

Методы исследования. В настоящее время для анализа напряженно-деформированного состояния как конструкции в целом, так и отдельных элементов применяются методы численного прогнозирования. Поэтому автором статьи предлагается рассмотреть модель сжато-изогнутого деревянного элемента с «УВ-обоймой», разработанного в Ansys Workbench.

Для объективной оценки напряженно-деформированного состояния деревянных сжато-изогнутых образцов с «УВ-обойм» были проведены численные исследования в Ansys Workbench в модуле Static Structural. Моделирование выполнялось по следующим этапам: создание трехмерной модели, состоящей из деревянных элементов и композитных «УВ-обойм»; задание физико-механических характеристик элементов; задание условий контакта древесины между собой и между «УВ-обоймой»; разбиение модели на конечные элементы; задание силовых факторов.

Создание твердотельной трехмерной модели заключается в создании геометрических моделей двух элементов: деревянного бруса и «УВ-обойм» с различным шагом.

При задании физико-механических характеристик деревянного бруса необходимо учитывать тот факт, что древесина как материал является ортогонально анизотропным. Для этого в Ansys Workbench описание поведение массива деревянного элемента выполнялось с использованием модели материала Orthotropic Elasticity, при этом все значения характеристик заполнялись в соответствии с матрицей податливости (1) [6], общий вид которой приведен ниже:

$$[D^{-1}] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_y} & \frac{-\nu_{zy}}{E_y} & \frac{-\nu_{xy}}{E_y} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{yz}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & \frac{-\nu_{xz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{yx}}{E_x} & \frac{-\nu_{zx}}{E_x} & \frac{1}{E_x} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yx}} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

где E – модуль упругости;
 G – модуль сдвига;
 ν – коэффициент Пуассона.

Первый индекс при ν указывает направление поперечной деформации ε , второй – направление вызвавшего ее напряжения σ . Индексы при G соответствуют направлениям осей симметрии, между которыми происходит изменение прямого угла. Индекс x – направление вдоль волокон древесины, z – тангенциальное направление поперек волокон, y – радиальное направление поперек волокон.

Параметры материалов: древесины и углеродволоконной ленты с эпоксидной матрицей для численного моделирования приняты на основе испытания древесины, а также данных, представленных в нормативной и справочной литературе [6]. Основные характеристики углеродволоконной ленты и древесины представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики материалов, принятые при моделировании

	Модуль упругости, МПа			Коэффициент Пуассона		
	E_x	E_y	E_z	ν_{xy}	ν_{xz}	ν_{yz}
Древесина	12000	540	540	0,37	0,42	0,47
УВ-обойма	100000	4000	4000	0,3	0,3	0,03

В качестве основы были взяты два бруса длиной 2800 мм с размерами поперечного сечения 40x100 мм. С каждого торца были установлены подкладки размером 100x100 мм. «УВ-обойм» были приняты шириной 150 мм и шагом 512,5 мм. Общий вид представлен на рисунке 2.

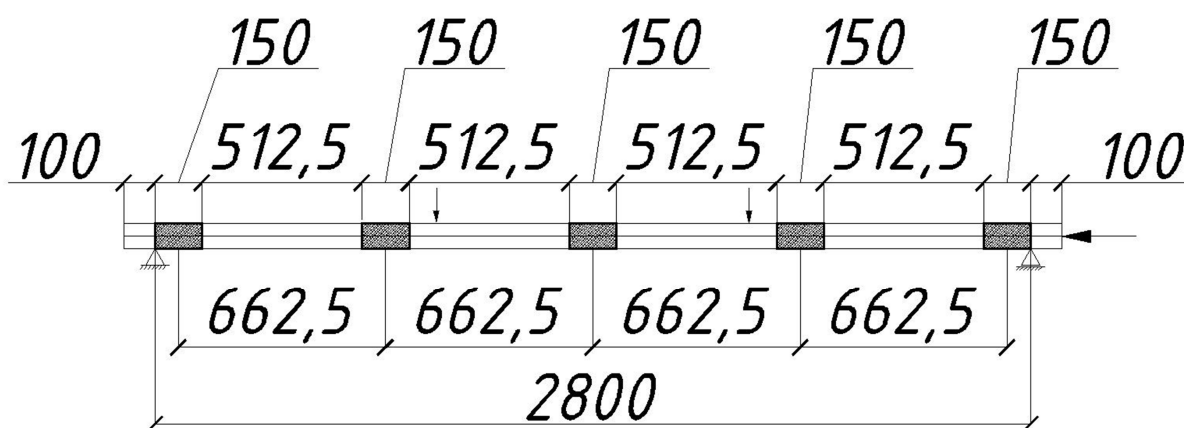


Рисунок 2 – Общий вид модели деревянного элемента с «УВ-обоймой»

Контакт между двумя брусами был задан Frictional, равным 0.1, а между «УВ-обоймой» и брусами – Bonded. В модели были зафиксированы 2 подставки Fixed Support. Нагрузка задавалась векторно, прикладывалась на расстоянии 1 м от опоры. Рассматривались три основных состояния деревянного сжато-изогнутого элемента с «УВ-обоймой» и сравнивались с цельным брусом эквивалентного поперечного сечения. Значения нагрузок задавались в трех разных контрольных точках: точка 1 – достижение предельно допустимого прогиба цельным брусом аналогичного сечения, точка 2 – достижение расчетного сопротивления «УВ-обоймой» и точка 3 – разрушение «УВ-обоймы». В данной статье будет рассмотрена только одна контрольная точка – предельно допустимый прогиб, равный $1/200 L = 14$ мм. Так как в дальнейшем планируется провести сравнительный анализ данных с натурным экспериментом, поэтому примем

нагрузку $N=2800$ Н, $M=790$ Н×м (это позволит фактически ее задать в условиях натурального эксперимента), и тогда прогиб для деревянного элемента цельного сечения составит 14,59 мм.

Графические результаты расчета представлены на рисунках 3 и 4.

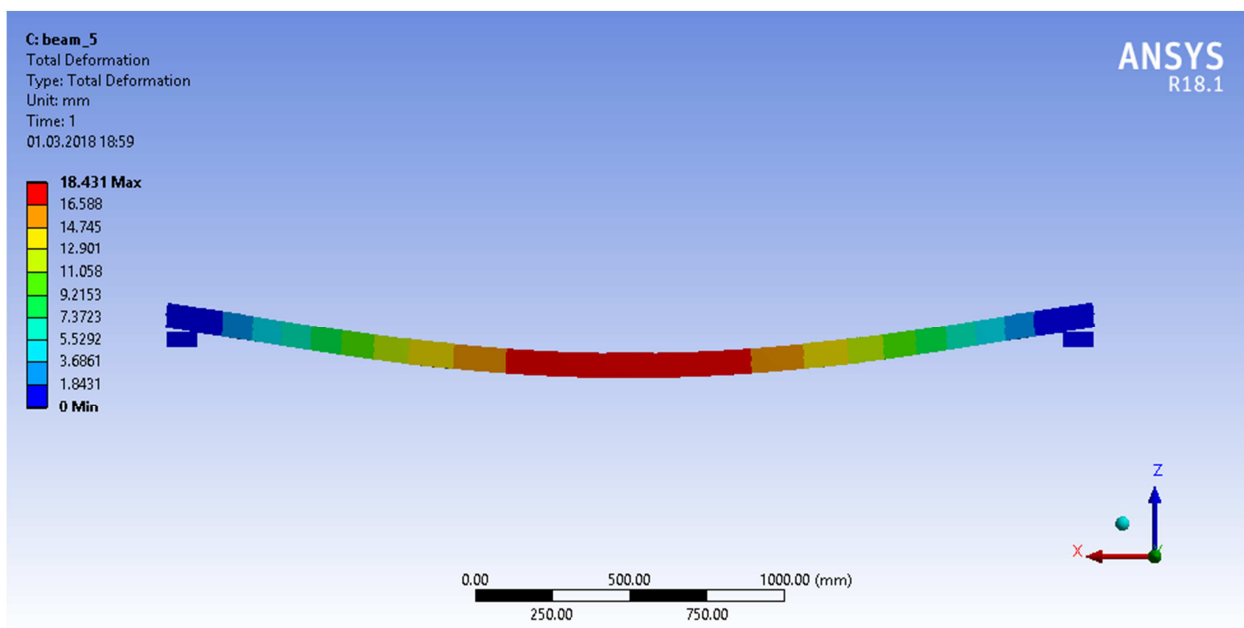


Рисунок 3 – Общие деформации (вид в осях XZ)

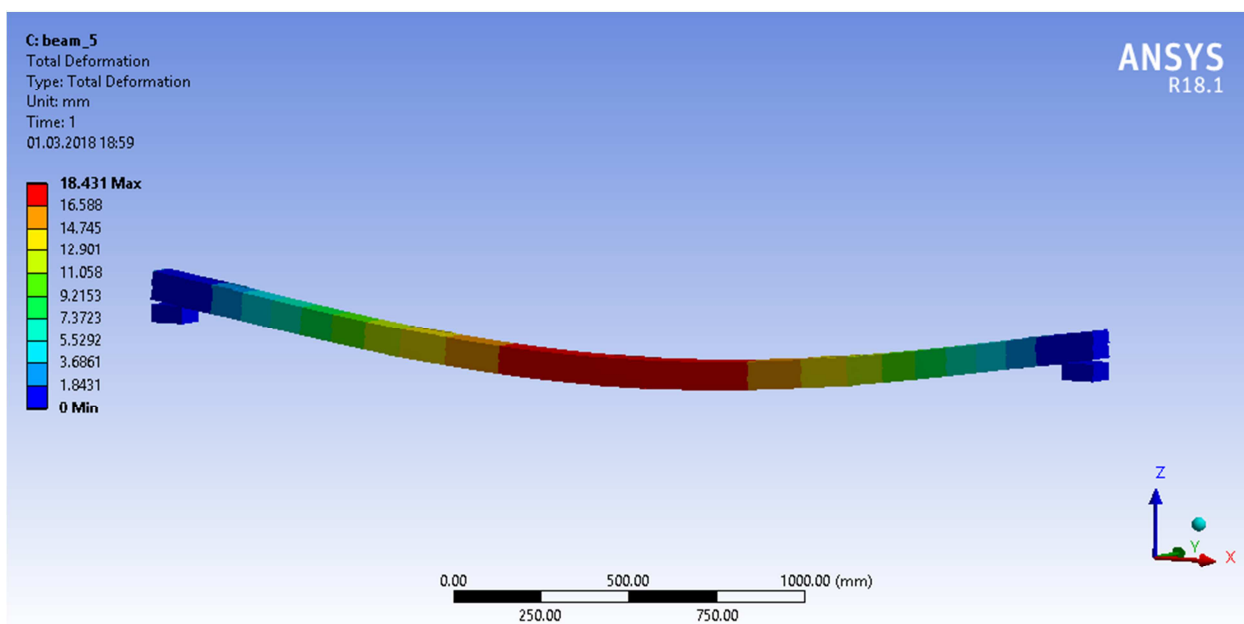


Рисунок 4 – Общие деформации (вид 3D)

Максимальные деформации модели деревянного элемента с «УВ-обоймой» составили 18,431 мм и зафиксированы в середине пролета. Минимальные деформации составили 0 мм.

Результаты и дискуссия. Рассмотренный выше деревянный сжато-изогнутый элемент с «УВ-обоймой» можно отнести к составному стержню на податливых связях, поэтому для оценки адекватности результатов предлагается сравнить численные результаты с расчетом, выполненным по теории составных стержней А. Р. Ржаницына [7]. Кроме того, был проведен натурный экспери-

мент, в результате которого также были получены деформации. В таблице 2 представлены результаты расчетов для проведения сравнительного анализа.

Таблица 2 – Экспериментальные и расчетные значения деформаций

Нагрузка	Максимальный прогиб цельного бруса, мм	Прогиб по ПК Ansys, мм	Прогиб по ТСС А. Р. Ржаницына*, мм	Экспериментальный прогиб, мм
N=2800 Н M=790 Н×м	14,59	18,43	18,35	18,23
* ТСС А. Р. Ржаницына – теория составных стержней А. Р. Ржаницына				

Из таблицы видно, что результаты моделирования оказались достаточно близкими к результатам натурных экспериментов и находятся в пределах 5 %. Рассмотрим также соотношение прогибов цельного и составного сечения, полученного по результатам моделирования, равное 0,79.

Заключение. Автором выполнено моделирование в Ansys Workbench взаимодействия деревянного сжато-изгибаемого элемента с «УВ-обоймой». Для этого были установлены параметры древесины и «УВ-обоймы» на основании экспериментальных и теоретических данных, создана геометрия, заданы граничные условия, а также выполнен расчет общих деформаций, возникающих в деревянном сжато-изогнутом элементе.

Проведен сравнительный анализ полученных данных с фактическими экспериментальными, а также теоретическими данными. Наибольший прогиб был получен в результате моделирования в Ansys Workbench – это можно объяснить тем, было учтено большее количество параметров, чем при проведении эксперимента. Но при этом следует отметить, что расхождение между экспериментальными и теоретическими данными располагается в пределах 1%. Получена хорошая сходимость расчетных и экспериментальных данных, что подтверждает правомерность применения для оценки деформативности деревянных сжато-изогнутых элементов составного сечения с «УВ-обоймой» аппарата теории составных стержней А. Р. Ржаницына.

Планируется провести дополнительное изучение сжато-изогнутых элементов с другим шагом углеродволоконных обоек, а также предложить инженерную методику расчета усиливающих «УВ-обоек» для деревянных сжато-изогнутых элементов.

Список цитированных источников

1. Ладных, И. А. Современные тенденции в области усиления деревянных конструкций / И. А. Ладных // Вестник СевКавГТИ. – 2017. – № 3(30). – С. 128–133.
2. Калугин, А. В. Деревянные конструкции: учеб. пособие (конспект лекций). – Москва : Издательство АСВ, 2003. – 224 с.
3. Линьков, Н. В. Соединение деревянных конструкций композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани. – Москва : МГСУ, 2012. – 196 с.
4. Копаница, Д. Г. Исследование деформаций клееной балки из древесины, усиленной углеродным волокном, с использованием цифровой оптической системы VIC3D / Д. Г. Копаница, Д. В. Лоскутова, А. И. Данильсон // Вестник ТГАСУ. – 2015. – № 4. – С. 135–142.
5. Jasieńko, Jerzy. Analiza pracy statycznej belek drewnianych wzmocnionych taśmami CFRP / Jerzy Jasieńko, Tomasz Nowak, Piotr Rapp // Wiadomości Konserwatorskie. – 2009. – № 26. – С. 314–324.
6. Коченов, В. М. Экспериментально-теоретические исследования деревянных конструкций: по материалам лаборатории деревянных конструкций / В. М. Коченов. – Москва : Главная редакция строительной литературы, 1938. – 239 с.
7. Ржаницын, А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций. – Москва : Стройиздат, 1948. – 192 с.

ПРОБЛЕМЫ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ С СОТОВЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ

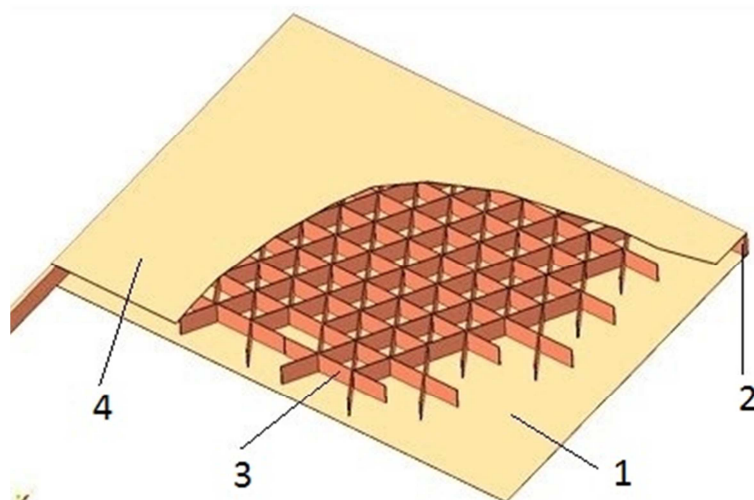
Ладных И.

Annotation: The article is devoted to a new type of the plywood honeycomb panel for floor. The report also considers possible numerical model in Ansys Workbench to calculate this panel. The author of the article suggests to compare the results of a numerical and analytical solutions.

Аннотация: В данной статье рассматривается панель перекрытия с сотовым наполнителем. Также предлагаются варианты аналитического расчета и проблемы численного моделирования в Ansys Workbench для определения напряженно-деформированного состояния изгибаемой панели перекрытия. Представлены сравнительные результаты численного, аналитического решения.

Введение. Главным трендом жилищного строительства является переориентация на рынок малоэтажного жилья [1]. Этому способствуют также различные государственные программы, в частности проект «Малые города», а также развитие агрогородков. При этом рынок строительных услуг не может полностью удовлетворить спрос на жилье эконом-класса. На сегодняшний день рынок в разделе эконом-жилья предлагает только каркасные дома. Основными преимуществами каркасных домов являются, во-первых, достаточно низкая стоимость, что позволяет молодым семьям полностью оплатить постройку дома кредитными средствами, возможно проживание без полной отделки, и достаточно разнообразные проектные решения. Однако они имеют существенные недостатки: сборка дома непосредственно на участке строительства, низкая культура производства, невозможность полного контроля каждого элемента на соответствие требованиям прочности, жесткости, био- и пожаростойкости.

В данной статье предлагается рассмотреть конструктивное решение панели перекрытия с сотовым наполнителем (треугольная ячейка) (рисунок 1), варианты аналитического решения и проблемы при моделировании ее в Ansys Workbench.



1 – внешняя обшивка; 2 – обвязочный брус;
3 – сотовый наполнитель; 4 – внутренняя обшивка

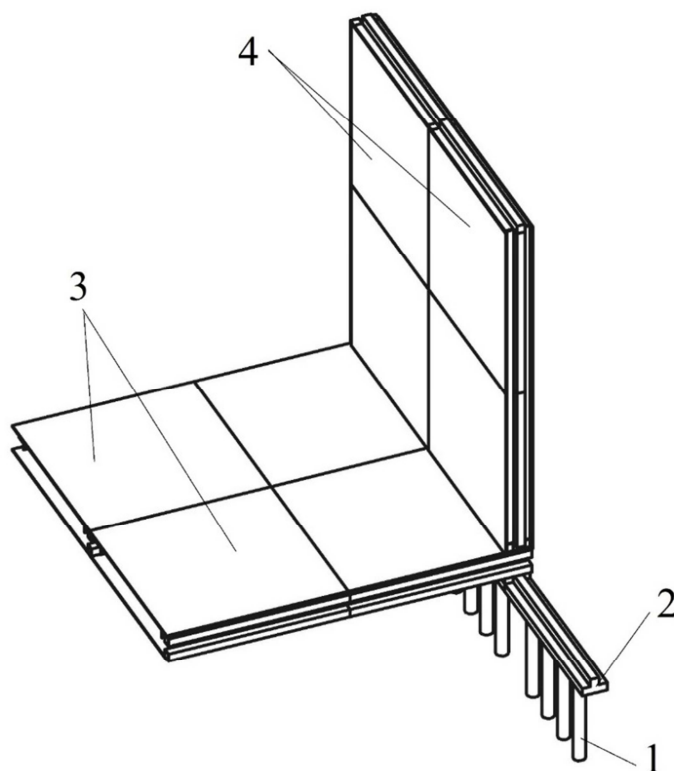
Рисунок 1 – Внешний вид панели

Предполагается, что на основе данных панелей можно будет реализовать продукт под названием «Жилой дом-ЛЕГО эконом-класса». Он позволит молодым семьям приобретать комплект для строительства дома минимально необходимой площади, а позже, с ростом семьи, – докупать комплекты и расширять дом.

Обзор существующих исследований по данной проблеме. Сотовые заполнители – одни из самых распространенных заполнителей панели. Широкое применение они нашли в авиастроении, сэндвич-панелях, мебельном и дверном производстве. Сотовые заполнители различаются между собой формой ячейки и непосредственно способом ее производства. Достаточно много исследований в этой области проведено на сегодняшний день в авиастроении. Основоположником теории расчета можно считать А. Я. Александрова [2]. Также значительный вклад внесли Д. Э. Брюккер, Л. М. Куршин, А. И. Ендогур [3], Гофин М. Я. [4], а в строительной отрасли – Б. Е. Шунгский [5], В. А. Иванов, В. Е. Берсудский [6]. При этом до сегодняшнего дня существует ряд проблем, которые не были решены ни в одной теории: для любого нового или видоизмененного вида заполнителя все характеристики необходимо определять только экспериментально; не рассмотрены случаи изготовления сотовых заполнителей на основе анизотропных материалов. Размеры стороны треугольной ячейки сотового заполнителя панели примерно 200 мм. Во всех вышеуказанных теориях ячейки сот не превышали 20 мм, поэтому целесообразным становится вопрос о возможности применения их к рассматриваемым панелям.

Методы исследования. Для анализа напряженно-деформированного состояния как конструкции панели перекрытия рассмотрим два метода: теоретический расчет и численное моделирование.

Панель-перекрытие будет опираться на стеновые панели по двум коротким сторонам (рисунок 2).



1 – фундамент; 2 – обвязочный брус; 3 – панель-перекрытие; 4 – стеновая панель

Рисунок 2 – Внешний вид панели

Для объективной оценки напряженно-деформированного состояния панели-перекрытия с сотовым наполнителем были проведены численные исследования в Ansys Workbench в модуле Static Structural. Моделирование выполнялось по следующим этапам: создание трехмерной модели; задание физико-механических характеристик элементов; задание условий контакта; разбиение модели на конечные элементы; задание силовых факторов.

Создание твердотельной трехмерной модели может выполняться как с реальным моделированием фактического сотового наполнителя, так и с заданием его свойств для сплошного объемного тела. В данной статье автор рассмотрит второй вариант – задаются характеристики, используя сплошное объемное тело.

Параметры фанеры для численного моделирования приняты на основе испытаний фанеры, а также данных, представленных в нормативной и справочной литературе [7]. Основные характеристики фанеры представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики материалов, принятые при моделировании

	Модуль упругости, МПа			Коэффициент Пуассона		
	E_x	E_y	E_z	ν_{xy}	ν_{xz}	ν_{yz}
Фанера	12000	540	540	0,37	0,42	0,47
Заполнитель	100000	6000	6000	0,3	0,3	0,03

В таблице 2 представлены численные значения геометрических характеристик панели, которые будут использоваться для дальнейших расчетов с целью проведения сравнительного анализа методик расчета трехслойных клеefанерных панелей с сотовым наполнителем.

Таблица 2 – Общие параметры панели-перекрытия

№ п/п	Условное обозначение	Наименование	Численное значение для примера, ед. изм.
1		длина панели	6100 мм
2		ширина панели	1525 мм
3		толщина панели	140 мм
4	δ_{ϕ}^o	толщина фанеры обшивки	7 мм
5	δ_{ϕ}^p	толщина фанеры ребер	8 мм

Контакт между обшивками и сотовым наполнителем был задан Bonded. В модели были зафиксированы 2 подставки Fixed Support. Нагрузка задавалась векторно, прикладывалась равномерно распределенной на всю поверхность. Величина полезной нагрузки принимается равной 1,5 кПа, коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1,3 согласно [8]. При расчете по второму предельному состоянию (по деформациям) предельные прогибы конструкций принимают в соответствии со значениями, приведенными в приложении Е [8], и равны —.

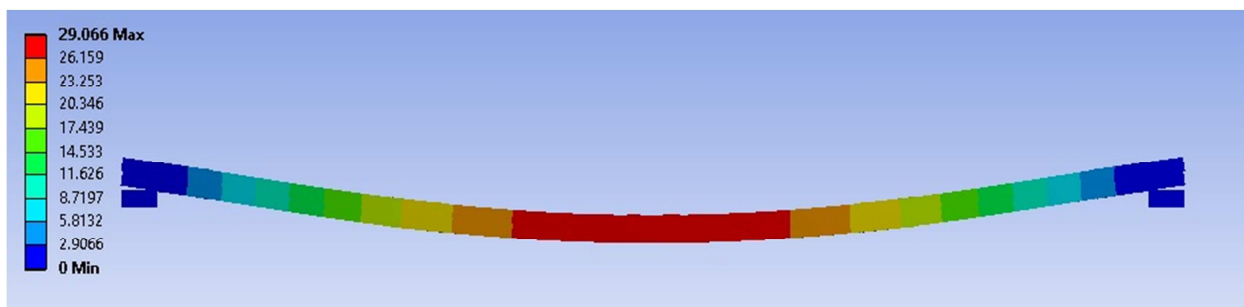


Рисунок 3 – Общие деформации (вид в осях XZ)

Максимальные деформации модели панели-перекрытия составили 29,8 мм и зафиксированы в середине пролета. Минимальные деформации составили 0 мм.

Результаты и дискуссия. Рассмотренная панель-перекрытие с сотовым заполнителем может применяться при строительстве малоэтажных жилых домов. Для оценки адекватности результатов предлагается сравнить численные результаты с расчетом, выполненным по методике СНиП [9, 10, 11, 12] и методике расчета сотовых заполнителей, представленных в [13]. В таблице 3 представлены результаты расчетов для проведения сравнительного анализа.

Таблица 3 – Экспериментальные и расчетные значения деформаций

Условное обозначение	Расчет по СНиП	Расчет по методике расчета трехслойных панелей	Численное моделирование
f	32,0 мм	24,8 мм	29,8 мм

Из таблицы видно, что результаты моделирования оказались достаточно близкими к результатам натуральных экспериментов и находятся в пределах 5 %. Но для получения более точных результатов и корректировки компьютерной модели и модели расчета необходимо провести натурные испытания панелей-перекрытий.

Заключение. Автором выполнено моделирование в Ansys Workbench панели-перекрытия с сотовым заполнителем. Для этого были установлены параметры фанеры на основании экспериментальных и теоретических данных, создана геометрия, заданы граничные условия, а также выполнен расчет общих деформаций, возникающих в панели-перекрытии с сотовым заполнителем.

Проведен сравнительный анализ полученных данных с теоретическими данными.

Для окончательной оценки результатов планируется провести натурные испытания панелей-перекрытий с сотовым заполнителем.

Список цитированных источников

1. Николаева, Е. Л. Проблемы и тенденции развития малоэтажного жилищного строительства России / Е. Л. Николаева, В. С. Казейкин, С. А. Баронин, А. Г. Черных, А. Н. Андросов – Москва : Инфрв-М, 2017. – 238 с.
2. Александров, А. Я. Определение приведенных упругих параметров сотовых заполнителей / А. Я. Александров, Э. П. Трофимова // Вопросы расчета элементов авиационных конструкций: сборник статей. – Вып. 2 – Москва : Оборонгиз, 1959. – С. 3–26.
3. Енгдогур, А. И. Сотовые конструкции выбор параметров и проектирование / А. И. Енгдогур, М. В. Вайнберг, К. М. Иерусалимский – Москва : Машиностроение, 1986. – 200 с.
4. Гофин, М. Я. Механика сотовых конструкций: справочник: в 2 томах / М. Я. Гофин, А. А. Иванов – Москва: ТФ «Мир», 2012. – Т. 2.
5. Шунгский, Б. Е. Строительные конструкции с сотовыми заполнителями. – Москва : Стройиздат, 1977. – 113 с.
6. Берсудский, В. Е. Производство слоистых конструкций / В. Е. Берсудский, В. Н. Крысин, С.И. Лесных – Москва : Машиностроение, 1975. – 296 с.
7. Ашкенази, Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. – Москва : Лесная промышленность, 1978. – 221 с.
8. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: СП 20.13330.2011. – Москва : ФГУП ЦПП, 2011.
9. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80: СП 64.13330.2011. – Москва : ФГУП ЦПП, 2011.

10. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – Москва : Стройиздат, 1986. – 216 с.
11. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий) / ЦНИИСК им.Кучеренко. – Москва: Стройиздат, 1982. – 120 с.
12. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко. – Москва : Стройиздат, 1977. – 189 с.
13. Ladnykh, I.A. Comparative analysis of methods and results of numerical calculations of plywood panel // MATEC Web of Conferences 26th R-S-P Seminar 2017 Theoretical Foundation of Civil Engineering, RSP 2017. – Vol. 117, article number 00098.

УДК 51-74

ПОДБОР СТРЕЛОВЫХ САМОХОДНЫХ КРАНОВ ПО ТЕХНИЧЕСКИМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ НА БАЗЕ MATHCAD APPLICATION SERVER

Лазарук А. А., Кофанов В. А., Тюшкевич Т. Н.

***Аннотация:** В современных условиях, когда практически любая компания имеет доступ в Интернет, удобнее, с точки зрения коллективной работы над документами, пользоваться приложениями облачных сервисов. Mathcad Application Server (MAS) позволяет запускать mathcad-документы и обращаться к ним дистанционно через Интернет. Опираясь на технологию MAS разработан ряд вычислительных документов mathcad для строительной отрасли. На примере одного из них рассмотрена автоматизация методики подбора стрелового самоходного крана КС-3571 по его техническим характеристикам. Показано применение разработанных mathcad-документов.*

***Annotation:** In modern conditions, when almost any company has access to the Internet, it is more convenient, in terms of teamwork on documents, to use applications of cloud services. Mathcad Application Server (MAS) allows you to run mathcad-documents and access them remotely via the Internet. Based on MAS technology, a number of mathcad computational documents for the construction industry have been developed. On an example of one of them the automation of the technique of selection of the self-propelled crane КС-3571 on its technical characteristics is considered. The application of developed mathcad-documents is shown.*

Введение. Стреловые самоходные краны представляют собой стреловое или башенно-стреловое крановое оборудование, смонтированное на самоходном гусеничном или пневмоколесном шасси. Такие краны являются основными грузоподъемными машинами на строительных площадках и трассах строительства различных коммуникаций [1].

Во время производства работ кран может оснащаться основным и сменным оборудованием в виде стрелы. Основное стреловое оборудование обеспечивает наибольшую грузоподъемность крана при требуемом вылете от ребра опрокидывания и высоте подъема крюка. Наибольшая грузоподъемность соответствует наименьшему вылету стрелы. С увеличением вылета грузоподъемность уменьшается. Зависимость грузоподъемности и высоты подъема груза от вылета стрелы называется грузовой характеристикой крана и изображается графически в виде кривых (рисунок 1), которые даются в паспортах кранов.

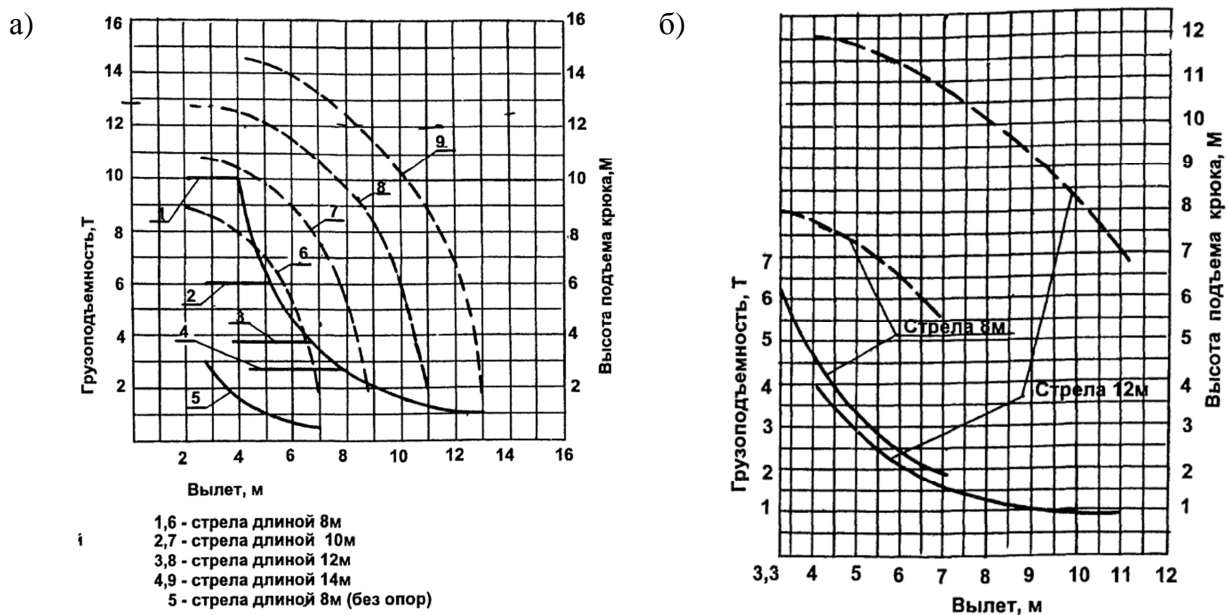


Рисунок 1 – Графики грузоподъемности и высоты подъема крюка для (а) КС-3571 и (б) КС-2561К [2]

Пользуясь графиками на рисунке 1, можно определить грузоподъемность и высоту подъема крюка для любого вылета основной стрелы и сменного рабочего оборудования. К сменному рабочему оборудованию относят удлиненные дополнительными вставками (секциями) жесткие и выдвижные стрелы, с применением которых увеличивается зона, обслуживаемая краном, но соответственно снижается грузоподъемность. Для увеличения вылета и полезного подстрелового пространства основные и удлиненные сменные стрелы оснащают дополнительными устройствами – управляемыми и неуправляемыми гуськами, которые могут иметь второй (вспомогательный) крюк, подвешиваемый на полиспасте малой кратности и предназначенный для подъема с большей скоростью небольших по массе грузов.

В настоящее время существует широкий выбор производителей монтажных кранов и, как следствие, большое разнообразие кранов различных марок, классов по грузоподъемности и т. п. Учитывая, что каждый отдельно взятый кран обладает сменным оборудованием с различными характеристиками, проектировщик встает перед вопросом выбора, подходящего для рабочих условий крана, который был бы наиболее экономически эффективен.

Классические неавтоматизированные методы проектирования зачастую оказываются неэффективными. Появляется необходимость радикального изменения всей технологии проектирования на основе научно обоснованных принципов применения вычислительной техники и автоматизации. Решить проблему можно только на основе автоматизации проектирования – широкого применения вычислительной техники.

Расчетный сервер mathcad. В современных условиях, когда практически любая компания имеет доступ в Интернет, удобнее, с точки зрения коллективной работы над документами, пользоваться приложениями облачных сервисов, например таких, как Word Online, Excel Online, Google документы, Google таблицы и т. п. Подобного рода сервис есть у mathcad.

Еще в 2003 году компания Mathsoft выпустила продукт, который имеет название Mathcad Application Server (MAS). Такой сервер позволяет запускать mathcad-документы и обращаться к ним дистанционно через Интернет. Данная технология обладает следующими особенностями [3]:

- нет необходимости ставить на компьютер пользователя саму программу mathcad нужной версии – достаточно подключить компьютер к Интернету и обратиться к MAS через браузер;

- новые расчетные методики становятся моментально доступны всем членам интернет-сообщества. Достаточно только сообщить будущим пользователям соответствующие интернет-адреса. Чтобы эти расчеты стали товаром, можно администрировать доступ к сайту;

- любые ошибки, опечатки, недоработки и допущения в расчете, замеченные как самим автором (разработчиком), так и пользователями, могут быть быстро (и незаметно для пользователей) исправлены. Незаметно для пользователей можно также модернизировать и расширять расчеты;

- технология MAS не исключает традиционной возможности скачивания с сервера самих mathcad-документов для их расширения и модернизации. Для этого достаточно в расчете сделать соответствующие ссылки.

Так как MAS-сервер позволяет запускать mathcad-документы, то эти документы можно формировать в виде отчета, который, без дополнительной обработки, можно перенести на бумагу и подшить в свой расчет. Также данная технология не исключает пользование мобильными устройствами, что делает MAS доступным в любое время и в любом месте.

Опираясь на указанную технологию MAS, нами совместно с сотрудниками и студентами БрГТУ разработан ряд вычислительных документов mathcad, часть из которых можно увидеть на расчетном сервере Национального исследовательского университета МЭИ (Россия):

- Расчет эксплуатационной производительности гидравлических экскаваторов с рабочим оборудованием «обратная лопата» [4];

- Определение параметров бетононасосной установки [5];

- Определение предельных значений коэффициента ползучести [6].

Чтобы mathcad-документ мог существовать в работоспособном виде, его нужно либо подготовить к публикации в интернете, либо с самого начала создавать документ с этой целью. Подготовленный к публикации документ обязательно должен содержать встроенные элементы web-интерфейса (рисунок 2).

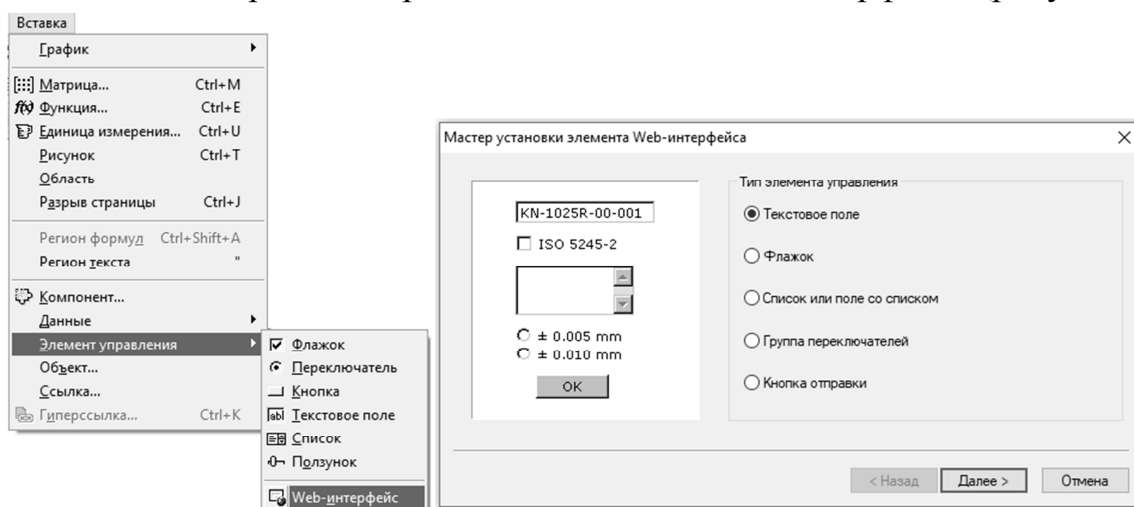


Рисунок 2 – Элементы управления web-интерфейсом в mathcad

Встроенные элементы управления web-интерфейсом позволяют пользователю управлять как исходными данными для расчета, так и алгоритмом расчета.

Но это не весь ассортимент действий. С помощью этих элементов можно также реализовать в документе следующие возможности:

- Доступ к расчету по паролю;
- Смена языка общения;
- Дополнение расчета сменяющимися иллюстрациями и наборами формул;
- Ввод большого массива данных с запоминанием вариантов и др.

Mathcad-документ для крана КС-3571. Основными рабочими характеристиками для кранов являются:

- грузоподъемность – способность крана поднять груз с наибольшей массой при сохранении необходимого запаса устойчивости и прочности, т;
- высота подъема крюка – расстояние от уровня стоянки крана до крюка при стянутом полиспасте и определенном вылете крюка, м;
- вылет крюка – расстояние между вертикальной осью вращения поворотной платформы и вертикальной осью, проходящей через центр крюковой обоймы, м.

Опираясь на основные рабочие характеристики кранов, а также учитывая основное и сменной оборудование крана КС-3571, его грузовые характеристики, показанные на рисунке 1, мы создали mathcad-документ, позволяющий выполнить проверку соответствия выбранного крана требуемым техническим характеристикам.

Рассмотрим основные элементы созданного mathcad-документа (рисунок 3).

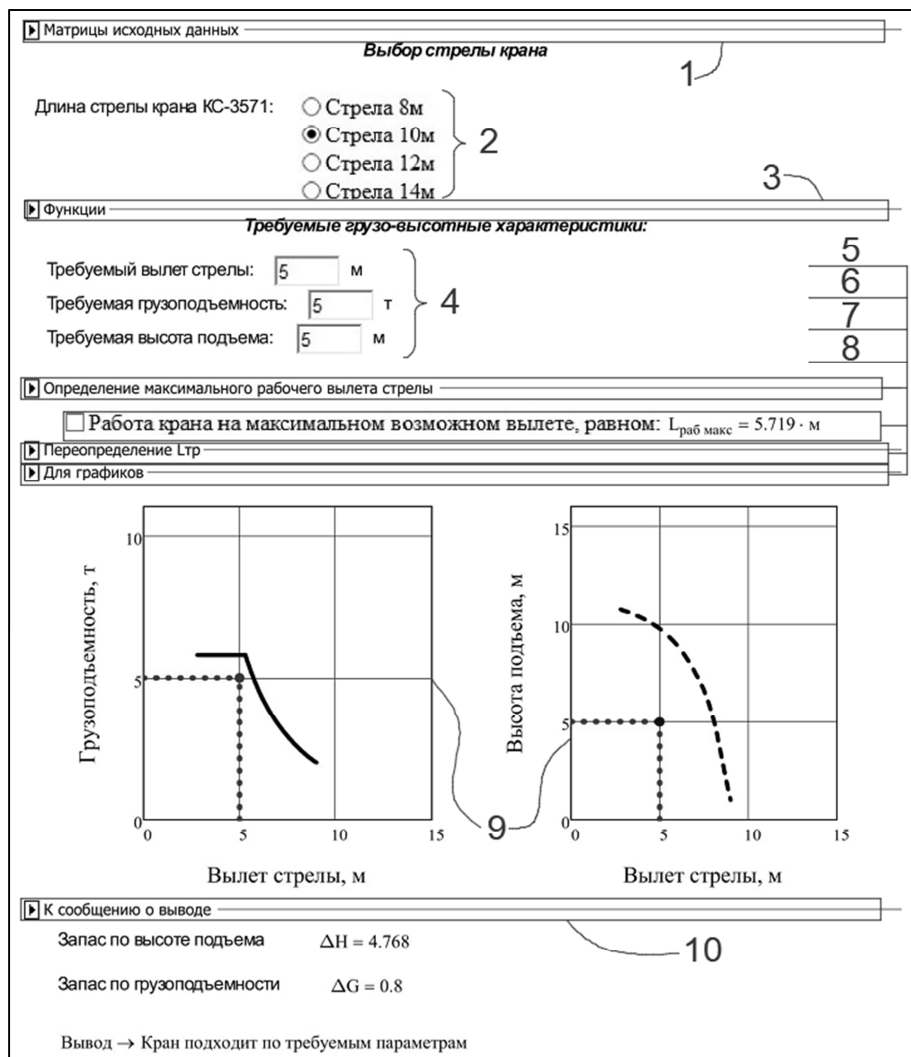


Рисунок 3 – Основные элементы mathcad-документа для подбора крана

В позиции **1** находятся данные для построения графиков грузоподъемности и высоты подъема в виде матриц.

Элемент позиции **2** (элемент web-интерфейса «группа переключателей») позволяет выбирать длину стрелы крана. Этот элемент отражает технические особенности индивидуально для каждого крана.

Скрытое поле **3** содержит в себе определение функциональных зависимостей для графиков грузоподъемности и высоты подъема на основе данных из позиции **1** на базе использования встроенных интерполяционных функций.

Благодаря элементам **4** (элемент web-интерфейса «текстовое поле»), можно управлять исходными данными: требуемый вылет стрелы, требуемая грузоподъемность и требуемая высота подъема.

В скрытом поле **5** определяется значение максимального вылета стрелы при заданных в элементах **4** исходных данных и при условии отсутствия запаса (в зависимости от значений) по грузоподъемности или высоте подъема.

Элемент **6** (элемент web-интерфейса «флажок») работает совместно с полем **7** и позволяет пользователю выбрать для дальнейших расчетов максимальное значение вылета стрелы, определенное в поле **5**.

Поле **8** содержит в себе необходимые процедуры для отображения функций, точек и построочных линий на графиках грузоподъемности и высоты подъема в поле **9**.

В скрытом поле **10** находятся процедуры, отвечающие за управление результатом. Если кран удовлетворят требуемым грузо-высотным характеристикам, то в выводе отобразится сообщение о том, что кран подходит по требуемым параметрам. Если запас по высоте подъема и/или по грузоподъемности отрицательный, то в вывод отобразится сообщение о том, что кран не будет работать по причине нехватки того параметра, запас которого не обеспечивается.

По описанной схеме были созданы mathcad-документы для ряда стреловых самоходных кранов (КС-2561К, СМК-10, КС-3562А, КС-3562Б, КС-3577, КС-3574 и др).

Использование созданных mathcad-документов. После создания mathcad-документа размещаем его на сервере. Администратор сервера формирует две ссылки для этого документа. Первая ссылка необходима для тех пользователей, которые хотят выполнить расчет в браузере, без использования mathcad. Вторая – для тех, кто хочет подключить данный шаблон к своему расчету в mathcad.

Пример использования документа для первого случая продемонстрирован на рисунке 3. Пользователь увидит все элементы, отображенные на этом рисунке, кроме скрытых областей (1, 3, 5, 7, 8 и 10).

Для второго случая необходимо ссылку на mathcad-документ вставить непосредственно в свой расчетный документ mathcad.

Для демонстрации на базе созданных документов (КС-3571, КС-2561К, СМК-10) выполним подбор стреловых самоходных кранов по следующим требуемым характеристикам: вылет стрелы – 5 м, грузоподъемность – 5 т и высота подъема 5 м.

Кран КС-3571 с длиной стрелы 8 м (при использовании аутригеров) подходит по требуемым параметрам с запасом по высоте подъема 4.768 м и грузоподъемности 0.8 т. Кран КС-2561К не подходит по грузоподъемности. Кран

СМК-10 с длиной стрелы 10 м подходит по требуемым параметрам с запасом по высоте подъема 5.35 м и грузоподъемности 2 т.

Заключение. Разработанный вычислительный документ для крана КС-3571 является шаблоном для создания новых вычислительных документов, содержащих информацию о грузо-высотных характеристиках подобных стреловых самоходных кранов. Вновь созданные вычислительные документы формируют базу данных для автоматизированного подбора стреловых самоходных кранов по техническим характеристикам.

Список цитированных источников

1. Добронравов, С. С. Строительные машины и оборудование: справочник / С. С. Добронравов, М. С. Добронравов. – Москва : Высш. шк., 2006. – 445 с.

2. Стреловые самоходные краны. Технические характеристики. – Часть 1: Краны автомобильные и на шасси автомобильного типа // Крупнейшая бесплатная информационно-справочная система онлайн доступа к полному собранию технических нормативно-правовых актов РФ. [Электронный ресурс]. – 1996. – Режим доступа : <http://www.gostrf.com/normadata/1/4293842/4293842363.pdf>. – Дата доступа : 16.01.2018.

3. Очков, В. Ф. Mathcad Application Server: опыт трехлетней эксплуатации в России / В. Ф. Очков // SoftLine direct: каталог программного обеспечения. – 2006. – № 11. – С. 102–104.

4. Расчет эксплуатационной производительности гидравлических экскаваторов с рабочим оборудованием «обратная лопата» // Расчетный сервер НИУ МЭИ. [Электронный ресурс]. – 2015. – Режим доступа : <http://tw.t.mpei.ac.ru/MCS/Worksheets/Exk.xmcd>.

5. Определение параметров бетононасосной установки // Расчетный сервер НИУ МЭИ. [Электронный ресурс]. – 2016. – Режим доступа : <http://tw.t.mpei.ac.ru/MCS/Worksheets/Exk-2.xmcd>.

6. Определение предельных значений коэффициента ползучести // Расчетный сервер НИУ МЭИ. [Электронный ресурс]. – 2016. – Режим доступа : <http://tw.t.mpei.ac.ru/MCS/Worksheets/Exk-3.xmcd>.

УДК 624.012.45:624.048

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАТИВНОСТИ СЖАТОЙ ЗОНЫ, УСИЛЕННОЙ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Манаенков И. К., Тамразян А. Г.

Введение. Существует большое число исследований [1, 2 и др.], свидетельствующих о том, что при объемном напряженном состоянии в условиях бокового обжатия происходит повышение прочностных и деформационных характеристик бетона. В реальных конструкциях объемное напряженное состояние возможно создать устройством косвенного армирования, ограничивающего развитие поперечных деформаций бетона [3]. Одним из вариантов косвенного армирования является применение поперечных сварных сеток. Из-за относительно малого размера ячейки сетка включается в работу на том участке сечения элемента, на котором возникают сжимающие усилия. Благодаря этому их возможно применять для усиления сжатого бетона практически в любых конструкциях: в сжатых элементах [4]; для усиления опорного стыка колонн и при местном смятии [5]; в сжатой зоне изгибаемых элементов [6] и др.

Построение диаграммы сжатия для бетона с косвенным армированием.

Одним из методов, позволяющих производить расчеты по первой и второй группам предельных состояний, является диаграммный метод, использующий нелинейные деформационные модели бетона и арматуры [7]. При построении зависимости для бетона с косвенным армированием наиболее важным является определение характерных точек: напряжение и деформации в конце восходящей ветви; напряжение и предельные деформации в конце нисходящей ветви.

Напряжение в конце восходящей ветви R_{b3} определяли на основании зависимости (1) [8]:

$$R_{b3} = \left[\frac{1 - \rho_{xy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{1 - \rho_{xy}}{2} \right)^2 + 9\rho_{xy}} \right] R_b; \quad (1)$$

$$\rho_{xy} = \psi_b \mu_{xy} \frac{R_s}{R_b}$$

где ψ_b – коэффициент неравномерности бокового обжатия бетонного ядра (для прямоугольного сечения $\psi_b=0.375$; для круглого сечения $\psi_b=0.95$); R_s – прочность стержней косвенного армирования на растяжение; R_b – призмная прочность бетона на сжатие; μ_{xy} – коэффициент косвенного армирования, определяемый по СП 63.13330.2012.

Для верификации зависимости (1) была произведена обработка экспериментальные данные более 300 центрально сжатых образцов из тяжелого бетона с сетками косвенного армирования. Производилось сравнение экспериментального коэффициента эффективности косвенного армирования K (2) с теоретическим, полученным на основании формулы (1). Результаты представлены на рис. 1.

$$K = \frac{R_{b3} - R_b}{\mu_{xy} R_s} \quad (2)$$

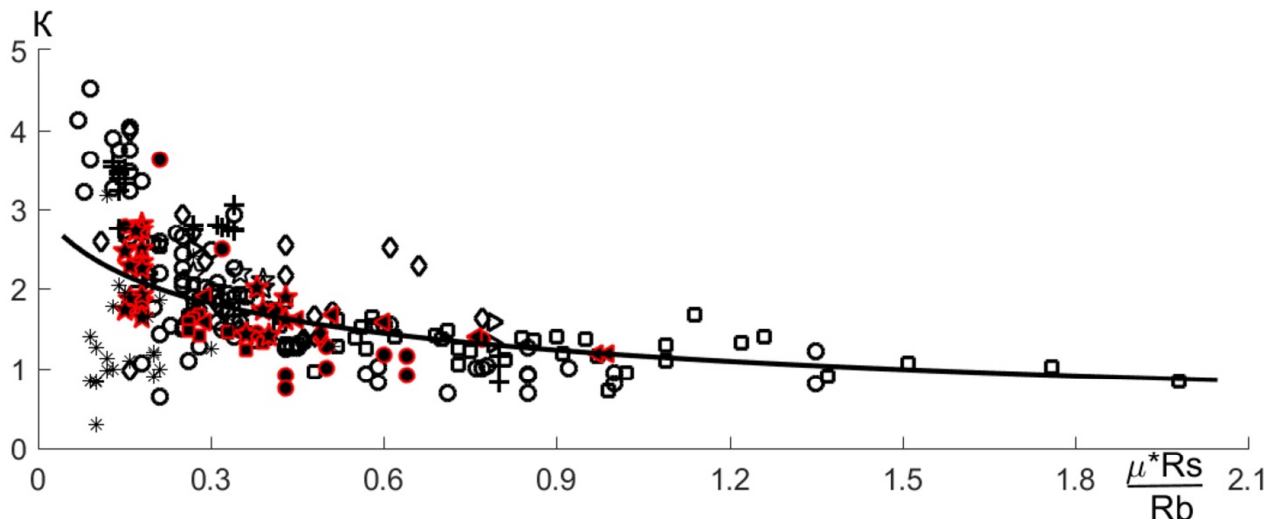


Рисунок 1 – Зависимость коэффициента K от параметров образцов на основании опытных данных различных исследователей: — по формуле (1);

○ - А.Ф. Довгалюк [9]; □ - Я. Хензел [10]; ◇ - Б.П. Филиппов [11]; ▽ - К.В. Петрова [12]; ☆ - С.И. Роговой [13]; ● - М. Шериф [5]; ■ - В.П. Некрасов [14]; ◆ - А.А. Гончаров [15]; ◀ - Н.Г. Матков [16]; ★ - К.К. Бакиров [17]; + - Ю.Н. Карнет [14]; * - Н.В. Гринева [18]

По результатам анализа были выявлены параметры образцов, при которых обеспечивается сходимость экспериментальных и теоретических значений прочности бетона, усиленного сетками: шаг сеток $S \leq 150 \text{ мм}$, $S \leq 0.8h$ (здесь h – наименьший габарит сеток); диаметр стержней сеток $d \leq 8 \text{ мм}$.

Относительные деформации в вершине диаграммы сжатия ε_{b03} зависят, главным образом, от относительного уровня бокового обжатия и прочности бетона. Зависимость (3) для относительных деформаций принимаем по аналогии с работой [2] (с пересчетом на российские нормы). Преимуществом данной формулы является ее универсальность (не зависит от природы возникновения усилия бокового обжатия). Для расчетов по формуле (3) необходимо подобрать зависимость для определения приведенного усилия бокового обжатия σ_{xy} . При косвенном армировании поперечными сетками усилие обжатия приложено дискретно по длине элемента и неравномерно в пределах ячейки. Все это создает сложности в определении $\sigma_{b,xy}$.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{b03} &= e^n \varepsilon_{b0}; \\ n &= (2.9224 - 0.00408R_b) \left(0.9 \frac{\sigma_{xy}}{R_b} \right)^{(0.3124 + 0.0022R_b)}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Определить σ_{xy} можно через коэффициент эффективности косвенного армирования K по формуле, предложенной в [19]:

$$K = \frac{1}{0.1 + 0.9m}, \quad (4)$$

где $m = \sigma_{b,xy} / R_{b3}$.

В исследованиях [1–2] выявлено существенное влияние прочности бетона на коэффициент K . Учесть это влияние можно добавлением к формуле (4) поправки $\Delta K = 2.9 - \ln R_b$ [20].

Относительные деформации ε_{bu3} в конце нисходящей ветви принимаем в соответствии с СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции»:

$$\varepsilon_{bu3} = \varepsilon_{bu} \frac{\varepsilon_{b03}}{\varepsilon_{b0}} = \varepsilon_{bu} e^n \quad (5)$$

Напряжение в конце нисходящей ветви σ_{bu3} :

$$\sigma_{bu3} = 0.8R_{b3}, \quad (6)$$

что хорошо соотносится с опытными диаграммами из работы [16].

Известно [10,13], что чем ниже класс бетона, тем в меньшей степени косвенное армирование влияет на прочностные характеристики, но при этом сильнее повышаются предельные деформации. Данный факт хорошо заметен на опытных диаграммах из работы [10]. Аналогичные результаты получены и при расчетах по формулам (1) и (3). Это приводит к тому, что вблизи вершины диаграммы появляется пологий (практически горизонтальный) участок $\varepsilon_{b33} - \varepsilon_{b03}$, который тем протяженнее, чем ниже класс бетона и выше процент армирования.

На участке восходящей ветви от 0 до ε_{b33} принята зависимость в виде многочлена четвертой степени:

$$\sigma_b = p_1 \varepsilon_b^4 + p_2 \varepsilon_b^3 + p_3 \varepsilon_b^2 + p_4 \varepsilon_b. \quad (7)$$

Коэффициенты многочлена находятся из решения системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_b(\varepsilon_{b13}) &= E_{b0} \\ \sigma_b(\varepsilon_{b23}) &= 0.62R_{b3} \\ \sigma_b(\varepsilon_{b33}) &= R_{b3} \\ \sigma'_b(\varepsilon_{b33}) &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (8)$$

Первое уравнение системы (8) получено исходя из того, что начальный модуль упругости бетона с сетками равен начальному модулю упругости для неармированного бетона. Здесь ε_{b13} принимается достаточно малой величиной (в расчетах принято $\varepsilon_{b13} = \varepsilon_{b03} \cdot 10^{-3}$).

Второе уравнение получено на основании выводов, приведенных в работе [16] о том, что при построении экспериментальных диаграмм в относительных координатах $(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b03}}; \frac{\sigma_b}{R_{b3}})$ точки диаграмм располагаются достаточно близко для разных процентов армирования и классов бетона. По опытным данным [10,16] для бетонов прочностью $R_b = 13.1 \div 30.9$ с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{s,xy} = 2 \div 5.4\%$ была получена точка с осредненными координатами (0.23; 0.62). Таким образом, $\varepsilon_{b23} = 0.23 \cdot \varepsilon_{b03}$.

Для вычисления ε_{b33} для бетона прочностью $R_b \geq 13$ МПа и косвенным армированием $\mu_{s,xy} \leq 6\%$, $R_s \leq 575$ МПа предлагается зависимость (9):

$$\varepsilon_{b33} = \varepsilon_{b03} \left[(-0.38R_b + 3.31)\mu_{xy} + e^{(0.039R_b - 1)} \right] \leq \varepsilon_{b03}. \quad (9)$$

В итоге система уравнений (8) преобразуется к виду:

$$\left. \begin{aligned} E_{b0} &= p_1 4\varepsilon_{b13}^3 + p_2 3\varepsilon_{b13}^2 + p_3 2\varepsilon_{b13} + p_4 \\ 0.62R_{b3} &= p_1 \varepsilon_{b23}^4 + p_2 \varepsilon_{b23}^3 + p_3 \varepsilon_{b23}^2 + p_4 \varepsilon_{b23} \\ R_{b3} &= p_1 \varepsilon_{b33}^4 + p_2 \varepsilon_{b33}^3 + p_3 \varepsilon_{b33}^2 + p_4 \varepsilon_{b33} \\ 0 &= p_1 4\varepsilon_{b33}^3 + p_2 3\varepsilon_{b33}^2 + p_3 2\varepsilon_{b33} + p_4 \end{aligned} \right\}. \quad (10)$$

Решение уравнений (10) позволяет определить коэффициенты многочлена (7), описывающего процесс деформирования на участке восходящей ветви от 0 до ε_{b33} . Общий вид полученной диаграммы представлен на рис. 2.

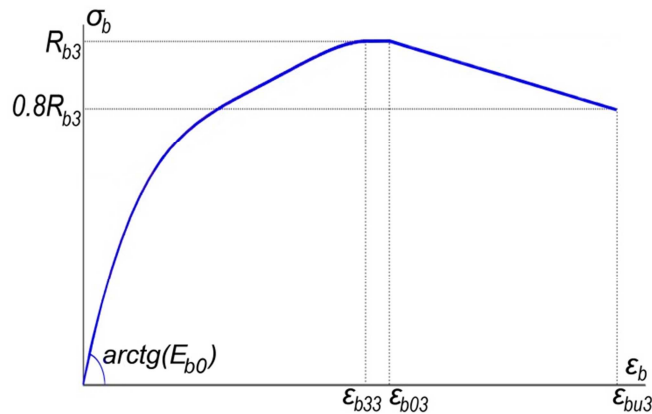


Рисунок 2 – Диаграмма состояния сжатого бетона, усиленного сетками косвенного армирования

КЭ моделирование балок с косвенным армированием сжатой зоны в виде поперечных сварных сеток. Были изготовлены и испытаны три серии железобетонных балочных образцов. Схема испытаний – четырехточечный изгиб. Каждая серия состояла из эталонного образца без сеток косвенного армирования и двух образцов с различным процентом косвенного армирования сжатой зоны в виде сварных сеток. Серии отличались между собой процентом продольного армирования. Экспериментальные исследования проводились на базе экспертно-диагностической испытательной лаборатории строительных конструкций (НИУ МГСУ). Подготовка к испытанию и параметры опытных образцов представлены на рис. 3 и в таблице 1. Так как до образования трещин, ввиду развития относительно небольших деформаций в сжатой зоне, сетки косвенного армирования практически не влияют на процесс деформирования, дальнейший анализ кривизны производился главным образом на этапах нагружения после образования трещин. Для большей точности момент трещинообразования приведен средний для серии.

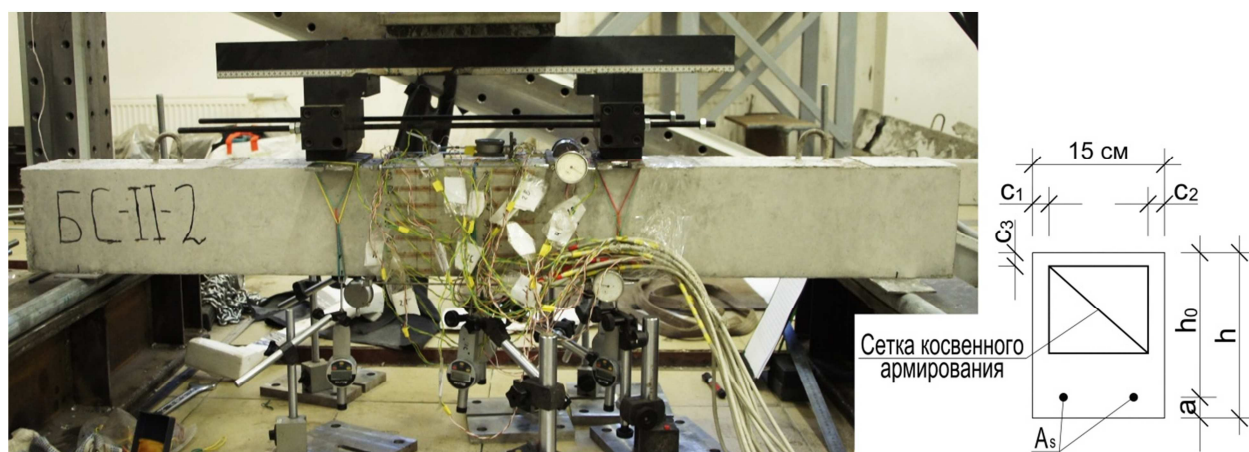


Рисунок 3 – Подготовка балки к испытанию и параметры сечения

Таблица 1 – Фактические параметры опытных образцов

Шифр образца	h , см	h_0 , см	$c_1 + c_2$, см	c_3 , см	R_b , МПа	E_{b0} , МПа* 10^3	A_{s2} , см ²	R_s , МПа	μ_{xy}	$R_{s,xy}$, МПа	$M_{crсr}$, кНм
БС-I-0	19.7	16.4	-	-	28.4	30.9	7.33	439	0	-	9.3
БС-I-1	19.8	16.5	3.0	1.4	28.4	30.9	7.33	439	0.025	492	
БС-I-2	19.9	16.6	3.0	1.5	28.4	30.9	7.33	439	0.05	492	
БС-II-0	19.9	16.1	-	-	30.1	31.4	9.43	437	0	-	10.0
БС-II-1	19.8	16.0	3.0	1.4	30.1	31.4	9.43	437	0.025	492	
БС-II-2	20.0	16.2	3.0	1.6	30.1	31.4	9.43	437	0.05	492	
БС-III-0	20.0	15.8	-	-	28.6	30.9	12.4	411	0	-	10.2
БС-III-1	20.0	15.8	3.0	1.7	28.6	30.9	12.4	411	0.025	492	
БС-III-2	20.1	15.9	3.0	1.8	28.6	30.9	12.4	411	0.05	492	

Нагружение образцов производилось ступенями. На каждой ступени при помощи тензорезисторов, наклеенных на боковую поверхность и на арматуру, замерялись значения деформаций продольной арматуры ε_s и деформации верхней наиболее сжатой грани $\varepsilon_{b,max}$ в зоне чистого изгиба, по которым вычислялась кривизна сечения $1/r$ (11). Зависимости кривизны сечения от изгибающего момента на этапах нагружения 1–9 представлены на рис. 4.

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{b,\max} + \varepsilon_s}{h_0} \quad (11)$$

Уменьшение прогибов образцов с сетками относительно образцов прототипов, замеренное перед последним этапом нагружения составило:

- 1) для серии **I** на **7.8%** и **9.4%** соответственно;
- 2) для серии **II** на **7.2%** и **11.9%** соответственно;
- 3) для серии **III** на **11.6%** и **14.4%** соответственно.

При достижении в зоне чистого изгиба значения момента $M_{p.з.}$ происходило отслоения бетона защитного слоя, что сопровождалось некоторым падением несущей способности (до 15%) и скачком прогибов. При дальнейшем нагружении с ростом прогибов по всем образцам наблюдался некоторый рост несущей способности и далее плавное падение несущей способности. Нагружение завершалось либо при исчерпании запаса хода гидроцилиндра, либо при существенном выкручивании опорной пяты гидроцилиндра и невозможности дальнейшего корректного приложения нагрузки, и вплоть до конца испытания несущая способность падала плавно без существенных скачков. Полученные данные свидетельствуют о том, что предельные прогибы образцов с сетками повышаются как минимум на порядок и при этом сохраняется достаточно высокая несущая способность.

Повышение значения изгибающего момента, соответствующего разрушению защитного слоя, относительно момента разрушения сжатой зоны образцов без косвенного армирования составило **11...30%** в зависимости от коэффициента косвенного армирования и площади продольного армирования.

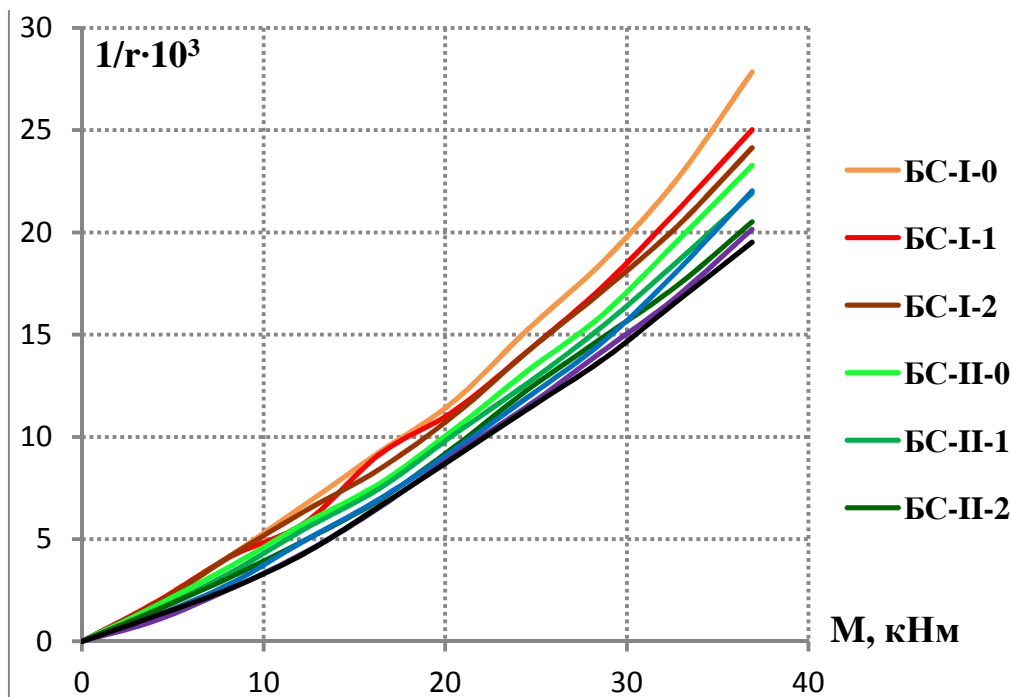


Рисунок 4 – Зависимость кривизны $1/r$ в зоне чистого изгиба от изгибающего момента M для испытанных образцов

Был произведен нелинейный статический расчет конечно-элементных моделей балок, соответствующих опытным образцам. КЭ модели собирались в

пре/постпроцессоре Femap 11.1.1 (рис. 5). В качестве решателя использовался NX Nastran. Нагрузка прикладывалась поэтапно, в соответствии со ступенями нагружения опытных образцов.

Бетон и продольное армирование моделировалось конечными элементами типа solid, для поперечных хомутов применялись стержневые элементы. Для бетона, усиленного сетками, задавалась диаграмма, полученная по предложенной методике. Для бетона защитного слоя принималась диаграмма из работы [19]. Для продольного армирования задавалась приведенная диаграмма, предложенная в работе [21], в которой влияние бетона между трещинами на деформации арматуры учитывается через коэффициент ψ_s .

Целью данного расчета являлось получение данных о деформациях и кривизне в зоне чистого изгиба балок на различных этапах нагружения для последующего сравнения с результатами эксперимента и оценки точности описания процесса деформирования предложенными диаграммами. Сравнение опытных значений кривизны с результатами нелинейного статического расчета в NX Nastran приведено на рис. 6.

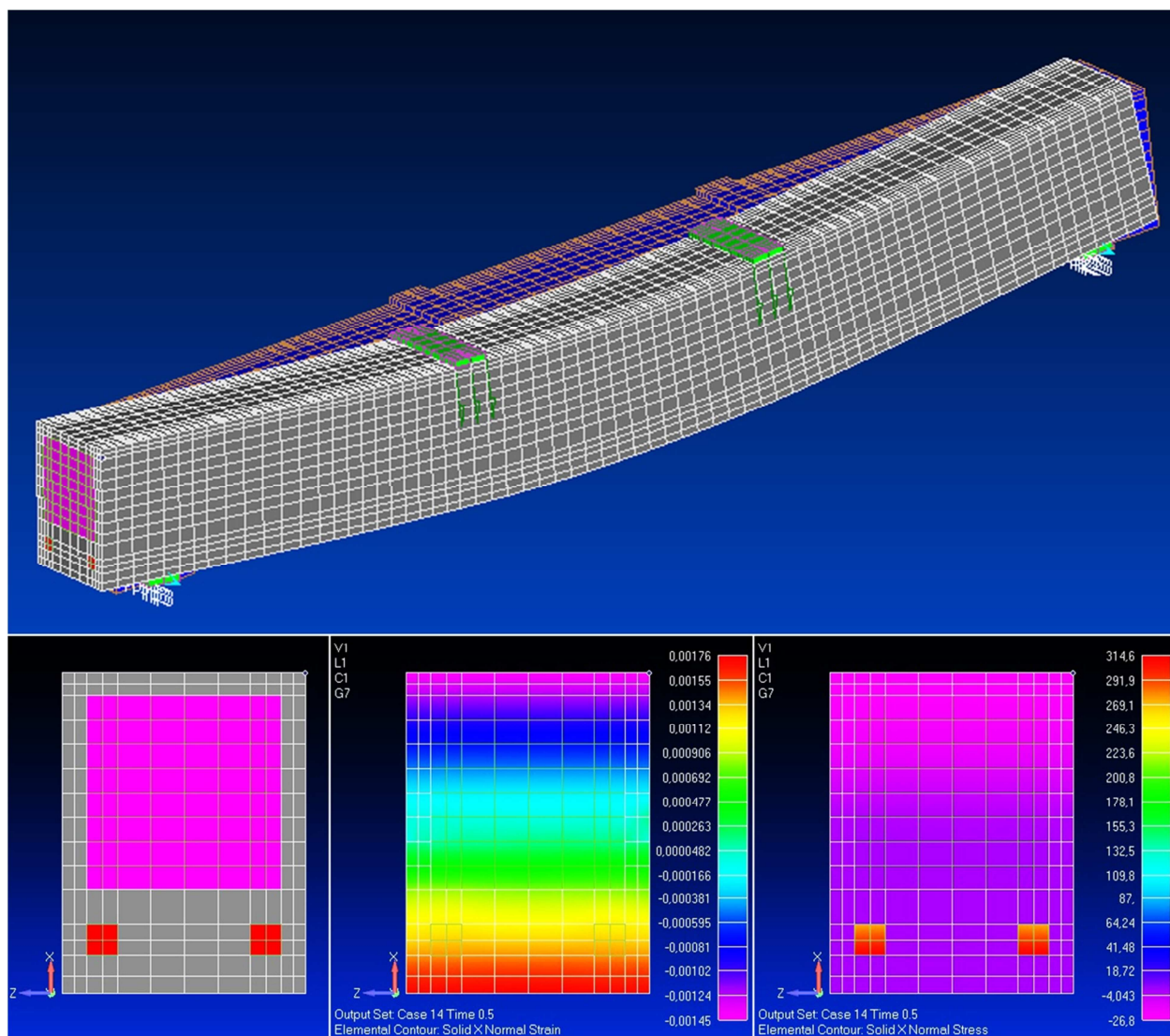
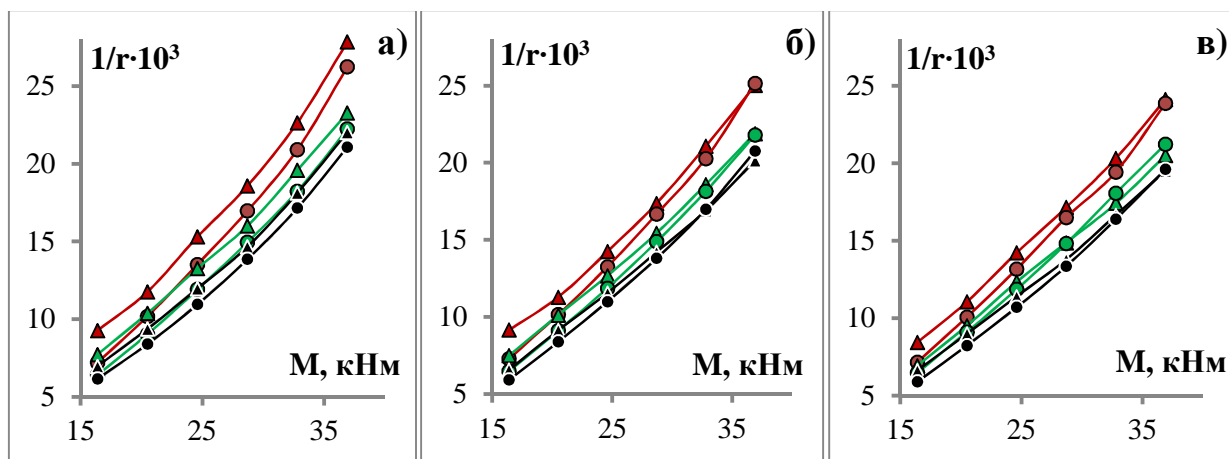


Рисунок 5 – КЭ модель балки с косвенным армированием, схема разбиения нормального сечения на зоны, изополя деформаций и изополя напряжений соответственно

По результатам сравнения получено, что сходимость экспериментальных и расчетных значений кривизны улучшается с ростом нагрузки. Для большинства этапов разница значений находится в пределах 10%, но для этапов нагружения непосредственно после образования трещин расхождение по некоторым образцам достигло 24%. Это можно объяснить тем, что коэффициент ψ_s несколько переоценивает снижение деформаций арматуры от влияния растянутого бетона непосредственно после образования трещин.



а) $\mu_{xy}=0$; б) $\mu_{xy}=0.025$; в) $\mu_{xy}=0.05$

Рисунок 6 – Сравнение экспериментальных значений кривизны (▲) с результатами расчета в NX Nastran (●) для балок серии I (—); II (—); III (—):

Заключение

1. Получена методика построения аналитических диаграмм работы на сжатие бетона, усиленного косвенным армированием.

2. Чем выше нагрузка, тем активнее включается в работу косвенное армирование в виде сварных сеток в сжатой зоне изгибаемых элементов, снижая деформации сжатой зоны, а вместе с тем кривизну и прогибы.

3. Наличие косвенного сетчатого армирования в сжатой зоне меняет характер разрушения балок с хрупкого на пластический. При этом на порядок возрастают предельные прогибы с сохранением высокой остаточной несущей способности.

4. Получена хорошая сходимость экспериментальных значений деформаций сжатой зоны балок и кривизны в зоне чистого изгиба со значениями, полученными по результатам расчета с применением решателя NX Nastran для поздних этапов нагружения (в пределах 10%). Для этапов нагружения непосредственно после образования трещин полученные аналитические значения кривизны несколько занижены.

Список цитированных источников

1. Lu, X. Stress-strain relations of high-strength concrete under triaxial compression / X. Lu, C. Hsu // J Mater Civil Eng. 2007. – № 19(3). – P. 261–268.

2. Attard, M. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression / M. Attard, A.K. Samani // Eng Struct. – 2012. – № 41. – P. 335–349.

3. Манаенков, И. К. Учет свойств ограниченного бетона в российских нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций / И. К. Манаенков // Новая наука: Стратегии и векторы развития. – 2015. – № 4. – С. 89–92.

4. Расторгуев, Б. С. Расчет железобетонных элементов с поперечным сетчатым армированием / Б. С. Расторгуев, Д. С. Ванус // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 10. – С. 53–54.
5. Шериф, М. Исследование замоноличенных стыков колонн сборных железобетонных каркасов многоэтажных зданий: дисс. ... канд. техн. наук / Шериф Мохамед Хельми Абдель Хамид Сулейман. – Москва: НИИЖБ, 1969. – 114 с.
6. Тамразян, А. Г. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны / А. Г. Тамразян, И. К. Манаенков // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 7. – С. 41–44.
7. Тамразян, А. Г. К расчету плоских железобетонных перекрытий с учетом фактической жесткости сечения / А. Г. Тамразян, И. К. Манаенков // Научное обозрение. – 2015. – № 8. – С. 87–92.
8. Кришан, А. Л. Расчет прочности сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием сетками / А. Л. Кришан, Р. Р. Сабилов, М. А. Кришан // Архитектура. Строительство. Образование. – 2014. – № 1(3). – С. 215–224.
9. Довгалюк, А. Ф. Исследование сжатых железобетонных элементов с косвенным сетчатым армированием / А. Ф. Довгалюк, В. И. Довгалюк // Прочность конструкций многоэтажных зданий: сборник МНИИТЭП. – Москва: Стройиздат, 1968. – С. 117–128.
10. Henzel, J. Untersuchungen über die Tragfähigkeit netzbewehrten Betonsäulen: Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt zur Erlangung der Würde eines. Doktor-Ingenieurs genehmigte dissertation. – Darmstadt, 1964. – P. 1–51.
11. Филиппов, Б. П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием / Б. П. Филиппов, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1973. – № 4. – С. 64–86.
12. Петрова, К. В. Несущая способность сжатых элементов с поперечными сетками / К. В. Петрова, М. А. Юлдашев, В. И. Попугаев // Исследование конструкций из бетонов на пористых заполнителях: сборник. – Москва: НИИЖБ, 1981. – С. 67–111.
13. Роговой, С. И. Экспериментально-теоретические исследования кососжатых железобетонных элементов с косвенным сетчатым армированием: дисс. ... канд. техн. наук / С. И. Роговой. – Полтава, 1980. – 161 с.
14. Карнет, Ю. Н. Исследование сжатых железобетонных элементов с сеточным армированием и продольной высокопрочной арматурой: дисс. ... канд. техн. наук / Ю. Н. Карнет. – Свердловск, 1973. – 186 с.
15. Гончаров, А. А. Внецентренно сжатые железобетонные элементы с косвенным армированием при кратковременном динамическом нагружении: автореферат дисс... канд. техн. наук: 05.23.01 / А. А. Гончаров. – Москва, 1988. – 186 с.
16. Матков, Н. Г. О диаграммах деформирования сжимаемых железобетонных элементов с продольным и поперечным армированием // Совершенствование методов расчета статически неопределимых элементов железобетонных конструкций: тр. ин-та НИИЖБ – 1987. – С. 135–142.
17. Бакиров, К. К. Несущая способность сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения с косвенным армированием в виде сеток (при кратковременном действии нагрузки): дис. ... канд. техн. наук / К. К. Бакиров. – Москва, 1976. – 127 с.
18. Гринева, Н. В. Работа центрально-сжатых железобетонных элементов конструкций с косвенным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Н. В. Гринева. – Харьков, 1984. – 199 с.
19. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона. – Москва: Стройиздат, 1996. – 416 с.
20. Кришан, А. Л. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов / А. Л. Кришан, А. И. Заикин, М. С. Купфер // Бетон и железобетон. – 2008. – № 2. – С. 22–24.
21. Карпенко, С. Н. О построении связей между приращениями напряжений и деформаций на основе различных диаграмм / С. Н. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – 2010. – № 3. – С. 566–569.

ПРОБЛЕМЫ РЕАЛИЗАЦИИ СТРАТЕГИИ ЛОКАЛИЗАЦИИ РАЗРУШЕНИЯ ВСЛЕДСТВИЕ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К СТАЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

Надольский В. В., Тур А. В., Конашков А. О.

***Annotation:** At present, much attention is paid to the problem of calculating buildings taking into account accidental loads. With the introduction of ТКР EN 1991-1-7, the situation has changed significantly for the better. However, in some cases the requirements of the standard are very unconcrete, which leads to their subjective interpretation. Even more practical implementation is complicated by the fact that these requirements are quite new for the designers of the post-Soviet space and the lack of explanatory literature. Inaccuracies in the method of localised failure in buildings from an unspecified cause are demonstrated in the article.*

Введение. На сегодняшний день проблема живучести зданий на территории постсоветского пространства является малоисследованной, а её обеспечение остается актуальной задачей при проектировании, строительстве и эксплуатации сооружения. Существует множество примеров аварий, после которых здание имело серьезные повреждения, которым сопутствовали большие человеческие жертвы. Нужно отметить, что причиной аварий не была целенаправленная террористическая деятельность или военные действия, а обычные случаи, возможные при эксплуатации здания. К последнему из таких случаев можно причислить взрыв бытового газа жилого панельного дома в Ижевске, в результате чего обрушилась угловая секция дома. Основной причиной вышеизложенного является отсутствие единой и «четкой» методики и концепции для обеспечения живучести конструкции по национальным нормам. С введением системы Еврокода ситуация изменилась в лучшую сторону, так в рамках ТКР EN 1991-1-7 [1] изложены стратегии при расчете особых воздействий.

Термин «живучесть» часто используют в общих чертах, при определении жесткости, прочности, долговечности, и, тем не менее, согласно Еврокоду оно имеет точное определение. Живучесть – свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар или результат человеческих ошибок, без возникновения повреждений, которые были бы непропорциональны причине, вызвавшей повреждения. Из определения можно сделать несколько выводов: 1) конструкция, рассчитанная и сконструированная на определенную живучесть, не будет страдать от локального обрушения; 2) непропорциональное обрушение не произойдет, если здание рассчитать на влияния особых событий. Особое воздействие в системе Еврокода определяется как кратковременное воздействие с низкой вероятностью тяжелых последствий. Типичные примеры – это пожар, взрыв, землетрясения, удар, наводнение, лавины, оползни и так далее. Следует отметить, что некоторые из особых воздействий, в частности от человеческих ошибок, детально предусмотреть невозможно. Поэтому особые воздействия могут быть *идентифицированными* и *неидентифицированными*. Идентифицированное воздействие возможно проанализировать, используя расчетные методы посредством подтверждения необходимого сопротивления для

восприятия данного особого воздействия. Неидентифицированное воздействие, соответственно, невозможно проанализировать расчетным путем, так как невозможно определить как его направление, так и его интенсивность.

Одной из основных проблем, с которой сталкиваются современные нормы проектирования, является то, что они фокусируют внимание на традиционном, исторически выработанном и относительно малом перечне воздействий (климатические воздействия, сейсмические воздействия и т. д.). Современная строительная практика, как и социально-политические изменения, показывает рост воздействий (угроз), которые исторически не рассматривались как существенные в процессе проектирования (например, взрыв или детонация) или исключались скорее системой мер безопасности, чем конструктивными расчетами.

Следует отметить, что европейским комитетом планируется разработка самостоятельного нормативного документа “ROBUSTNESS” (живучесть) со своими правилами и положениями, не являющимся частью ТКП EN 1991-1-7 [1]. Это ещё раз подчёркивает, что вопрос живучести является достаточно обширным и требующим дополнительной и тщательной проработки.

Вероятность обрушения конструктивной системы при реализации особого события. В общем случае, если каждую из угроз представить случайным событием H_i , тогда полная вероятность обрушения конструктивной системы при реализации особого события (угрозы) может быть записана следующим образом:

$$P(F) = \sum_{i \geq 1} P(F|DH_i)P(DH_i|H_i)P(H_i), \quad (1)$$

где F – событие, определяемое как непропорциональное или прогрессирующее обрушение конструктивной системы;

$P(H_i)$ – вероятность появления особого события;

$P(DH_i|H_i)$ – условная вероятность локального разрушения отдельного конструктивного элемента при реализации особого события;

$P(F|DH_i)$ – условная вероятность обрушения конструктивной системы при условии, что произойдет локальное разрушение отдельного элемента при реализации особого события H_i .

Термином $P(F)$ обозначена полная вероятность обрушения здания, которую следует ограничивать некоторым социально приемлемым значением (в большинстве норм $P(F) \approx 10^{-7}/\text{год}$). Несложно видеть, что снижение вероятности наступления непропорционального обрушения конструктивной системы может быть получено снижением либо каждой отдельной, либо всех трех вероятностей, входящих в формулу (1). При этом вероятность $P(H_i)$ может контролироваться объемно-планировочным решением или размещением здания на генплане, снижением возможных рисков внутри здания при организованных мерах безопасности, обучением персонала и т. д. При реализации таких мер многие риски могут быть эффективно предотвращены (например: террористические или криминальные атаки). Проектная стратегия, направленная на обеспечение сопротивления локальному разрушению, сводится к минимизации вероятности

$P(DH_i|H_i)$. Эта стратегия может быть труднореализуемой (в силу неопределенности величины и направления особых воздействий), содержать значительные риски или изначально давать неэкономичные результаты.

Рассматривая ситуацию после реализации локального разрушения, т. е. когда $P(DH_i|H_i) \approx 1$, полная вероятность $P(F)$ будет равна:

$$P(F) = \sum_{i \geq 1} P(F|DH_i)P(H_i). \quad (2)$$

Таким образом, задача проектирования в особой расчетной ситуации сводится главным образом к минимизации вероятности $P(F|DH_i)$. Эта стратегия должна реализовываться в широком диапазоне: от конструктивных мер, направленных на создание неразрезности и конструктивной целостности системы до прямого расчета поврежденной конструктивной системы с учетом эффектов, которые не учитываются при традиционном проектировании (например: динамический характер приложения нагрузки, мембранные усилия в перекрытиях, большие деформации и перемещения, физическая и геометрическая нелинейность).

Сведения о стратегиях восприятия особого воздействия. В зависимости от сооружения и рода особого воздействия существуют разные стратегии для обеспечения живучести конструкции (рисунок 1).

ПРОЕКТНАЯ СТРАТЕГИЯ	предотвратить развитие обрушения	предотвратить инициацию обрушения	
	оказывая влияние на поведение конструктивной системы в целом	оказывая влияние на локальное поведение элемента	оказывая влияние на особое событие
$P(F)$	$P(F DH)$	$P(DH H)$	$P(H)$
сопротивление обрушению	ЖИВУЧЕСТЬ	локальное сопротивление или защита	контроль событий

Рисунок 1 – Проектные стратегии, направленные на ограничение вероятности наступления прогрессирующего обрушения

Все методы (меры) предотвращения или ограничения последствий прогрессирующего обрушения конструкций можно разделить на **прямой** расчетный метод и **непрямой (косвенный)** расчетный метод (рисунок 2).

P(F)	P(F DH)	P(DH H)	P(H)
непрямой (косвенный) расчётный метод	ЖИВУЧЕСТЬ постановка необходимого кол-ва связей (вертик./гориз.) СУ-метод конструирование сегментация здания	локальное сопряжение описательные правила	
прямой расчётный метод АТ-метод			
не- конструкционные методы		ЗАЩИТА защита от особого воздействия	контроль событий предотвратить снизить интенсивность снизить вероятность

Рисунок 2 – Методы расчёта на прогрессирующее обрушения

В рамках непрямого (косвенного) метода интегральная целостность здания обеспечивается при постановке системы горизонтальных и вертикальных связей, предназначенных для восприятия и перераспределения эффектов от особых воздействий на участках перекрытия, расположенных над удаленным вертикальным элементом. Следует отметить, что непрямой (косвенный) метод, называемый часто **методом связевых усилий** (СУ–метод), хотя это название не в полной мере отражает разнообразие непрямого метода, требует от инженера выполнения минимальных вычислительных операций по определению величины связевых усилий и сосредоточен в основном на правильном конструировании элементов системы. Поэтому метод связевых усилий (СУ–метод) является, главным образом, описательно-конструкционным методом, обеспечивающим минимальный уровень связности между отдельными конструктивными элементами (компонентами), входящими в конструктивную систему. В рамки непрямого расчетного подхода включены требования: 1) по компоновке конструктивной системы, объемно-планировочных решений, положения зданий на генплане; 2) проектирование интегрированной системы вертикальных и горизонтальных связей; 3) по изменению направления пролетов в плитах перекрытий; 4) по созданию внутренних несущих секций, ячеек, элементов ядер жесткости; 5) по учету мембранного эффекта в перекрытиях и балочных усилий в стенах; 6) по проектированию резервных конструктивных элементов. В общем случае, вместо проверочных расчетов, показывающих эффекты от аномального (особого) воздействия на здание в целом, выполняется конструирование отдельных элементов для обеспечения минимальной живучести конструктивной системы. Метод связевых усилий на данном этапе рассматривается как основной и наиболее обоснованный метод, обеспечивающий минимальные требования живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях.

В рамках данной статьи акцент сделан на стратегиях, используемых для неидентифицированных особых воздействий, т. к. для большинства зданий потенциальное особое воздействие останется неидентифицированным, и поэтому

подход к ограничению степени локального разрушения, скорее всего, можно считать общей стратегией.

Выбор стратегии восприятия особого воздействия. Для каждого сооружения, в зависимости от назначения, числа людей, постоянно находящихся в нем, типа несущих конструкций, общественной реакции на последствия разрушения, согласно ТКП EN 1991-1-7, существуют классы по последствиям разрушения, для которых установлены разные стратегии восприятия особого воздействия:

Здания, соответствующие 1 классу по последствиям разрушения. Для здания со стальным каркасом, спроектированным в соответствии с правилами, приведенными в ТКП EN 1993, дополнительный учет особых воздействий от неустановленной причины не требуется.

Здания, соответствующие 2a классу по последствиям разрушения. В дополнение к стратегии, рекомендованной для класса 1 по последствиям разрушения, следует предусмотреть эффективные горизонтальные связи или эффективное закрепление перекрытий в стенах (несущих или самонесущих).

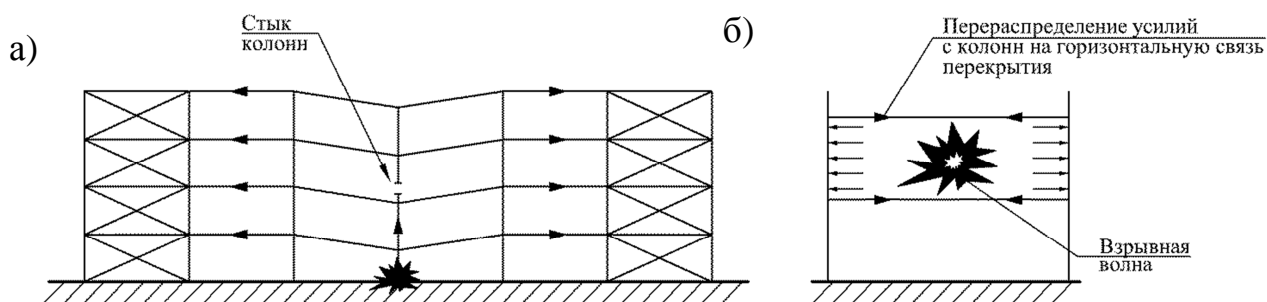
Здания, соответствующие 2b классу по последствиям разрушения. Необходимо обеспечить устройство эффективных горизонтальных связей совместно с эффективными вертикальными связями (метод связевых усилий) или, в качестве альтернативы, необходимо выполнить проверку общей устойчивости здания с учетом местного удаления элемента конструкции (метод условного удаления). Если условное удаление таких элементов вызывает превышение установленных пределов повреждения, то такие элементы следует рассчитывать как ключевые элементы (метод ключевого элемента). Допускается сочетать методы внутри одного и того же здания, т. е. здание может в целом удовлетворять связевому методу, но в части здания могут применяться методы условного удаления или ключевых элементов.

Здания, соответствующие 3 классу по последствиям разрушения. Для зданий требуется систематическая оценка риска с учетом прогнозируемых и не прогнозируемых угроз. Систематическая оценка рисков – это основное различие между стратегиями живучести для зданий 3 и 2 класса. Цель оценки рисков – определить, существуют ли какие-либо сценарии угрозы, которые имеют неприемлемый уровень риска, и если да, то предлагать меры по уменьшению этих рисков. Основой для оценки риска является то, что стратегия живучести зданий класса 2b применяется как минимальное требование.

Метод связевых усилий (СУ-метод)

Горизонтальные связи. Горизонтальные связи (для зданий со стальным каркасом, как правило, это балки с узлами их крепления) предназначены для фиксации колонн в пространстве от смещения (т. е. позволяют колоннам функционировать по своему назначению) при возникновении особого воздействия и позволяют перераспределять усилия от особого воздействия путем формирования линий связевых усилий относительно поврежденного участка конструкции (рисунок 3). При этом не учитываются требования, касающиеся совместной пластичности или совместной вращательной способности балок. Для зданий класса 2a не предъявляется требование по обеспечению вертикальных связей, поэтому вертикальные усилия в колоннах, рисунок 3а, перераспределяются по вертикали до первого стыка колонны (в случае если стык рассчитан на восприятие меньшего усилия). В случае особого воздействия, проиллюстрированного

на рис. 3б, горизонтальные силы, приложенные к колонне, перераспределятся в диск перекрытия за счет закрепления на горизонтальную связь (в данном случае балку), а колонна продолжит воспринимать вертикальные усилия. Это позволит предотвратить падение элементов вышерасположенных перекрытий.



а) развитие линии горизонтальных связей; б) перераспределение горизонтальной нагрузки на диск перекрытия посредством горизонтальных связей

Рисунок 3 – Реализация особого воздействия

Горизонтальные связи следует размещать по периметру (преимущественно по краям перекрытия) и внутри (в двух ортогональных направлениях) каждого этажа и в уровне диска кровли. Также следует отметить, что горизонтальные связи должны быть непрерывными. Однако в Еврокоде не делается разъяснения, что предпринимать, если связь прерывается, например, отверстием в перекрытии. Согласно [4] по периметру проема рекомендуется применять требования к связям, расположенным по периметру здания.

Горизонтальные связи должны располагаться по осям колонн так близко, как это практически возможно, однако если это конструктивно невозможно, тогда как минимум 30% связей должно размещаться в непосредственной близости к осевым линиям колонн. Критерий близости в Еврокоде не установлен, но во многих источниках их рекомендуется располагать на расстоянии не более четверти шага колонн.

Несоответствие в методе связевых усилий возникает при рассмотрении здания с разным шагом колонн. В этом случае линия связей состоит из балок с неравными пролетами (рисунок 4), и, следовательно, в продольном направлении связевое усилие в ней будет отличаться. Такая же теоретическая несогласованность может возникать, когда на балки приложены разные уровни нагрузки.

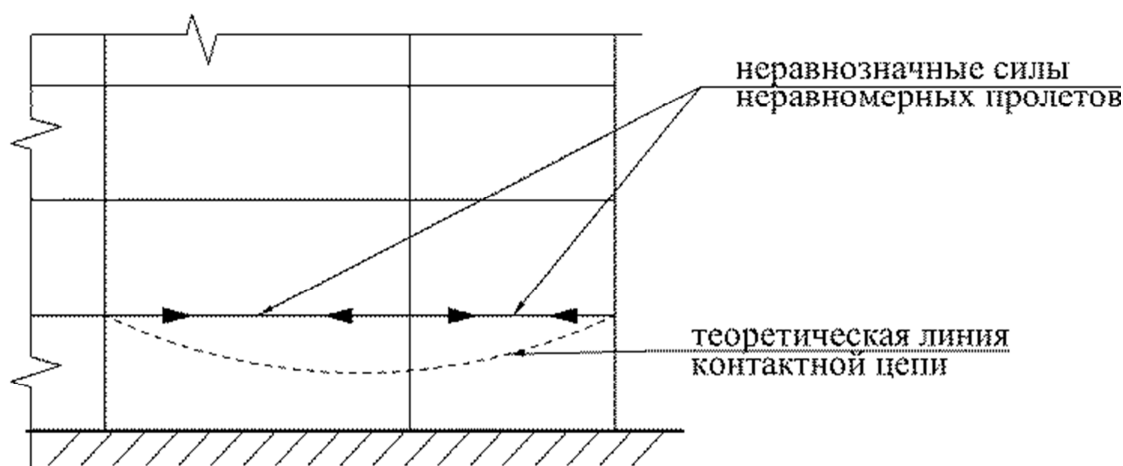


Рисунок 4 – Связевое усилие в неравных пролетах

Определенное несоответствие в методе связевых усилий проявляется при рассмотрении крайних рядов здания с шарнирной схемой соединения элементов. В этом случае, наоборот, может возникнуть развитие зоны разрушения, а не ее локализация.

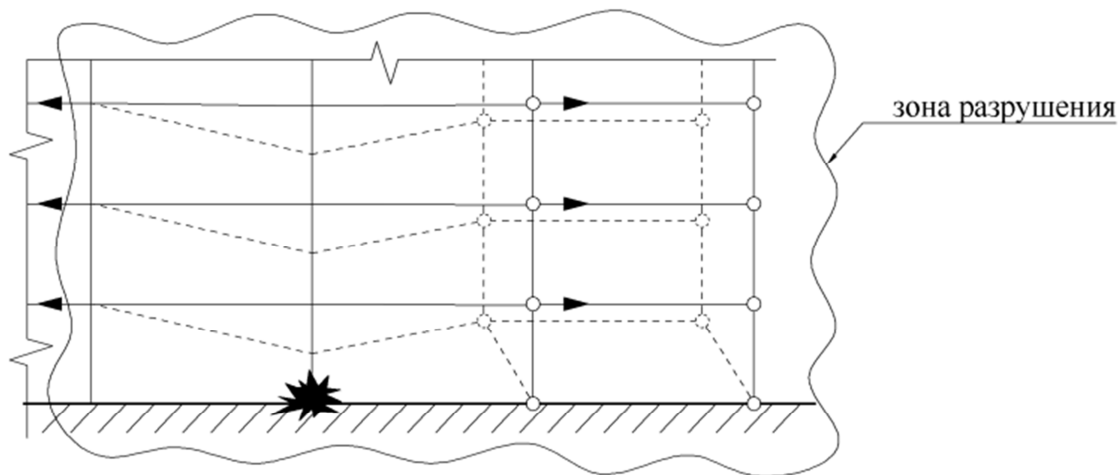


Рисунок 5 – Развитие зоны разрушения при шарнирной схеме соединения элементов

При расчете горизонтальных связей необходимо рассчитать не только связевые элементы (балки), но и узлы крепления. Это требование трудно интерпретировать, когда два связевых элемента (балки) соединяются через стенку поперечной балки с двух сторон или стенку колонны, как показано на рисунке 6. В такой ситуации стенка балки или колонны является частью узла и должна проектироваться на восприятие связевого усилия от особого воздействия. В зависимости от длины балки и величины нагрузки, связевое воздействие, с каждой стороны балки, может иметь разные величины. Однако связевые воздействия не складываются, потому что допускается не рассматривать оба связевых усилия, действующих одновременно. Следовательно, стенка балки и соединительные болты должны проектироваться с учетом наибольшего из двух связевых усилий. При этом не отмечено, следует ли рассчитывать опорный элемент (колонну или балку) на восприятие поперечного изгиба от связевого усилия.

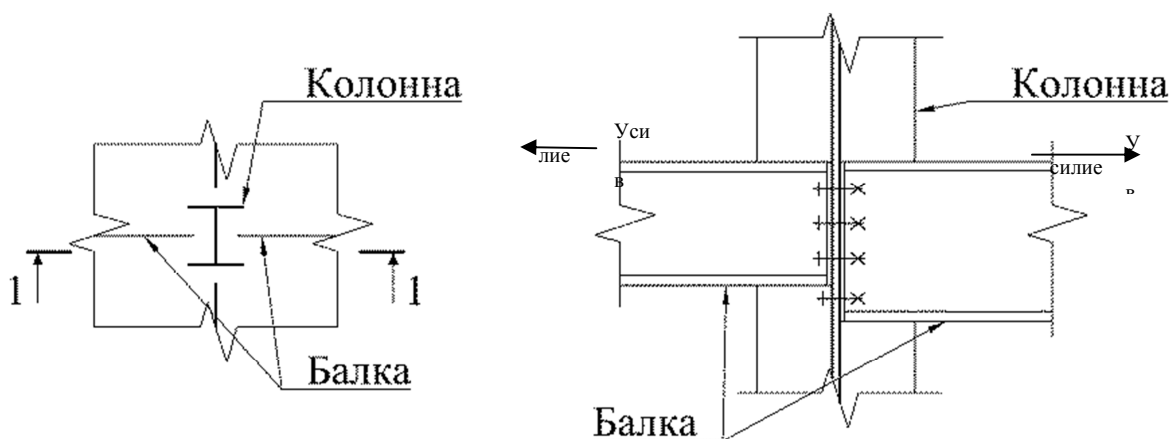


Рисунок 6 – Связевое усилие в стенке балки

Еще одно из несоответствий возникает в случае неразрезных балок, когда усилия на колонны распределяются не в соответствии с шарнирной схемой по грузовым площадям, а по более сложной схеме с учетом неразрезности.

Возникает также вопрос, следует ли рассчитывать базы колонн на восприятие связевого усилия, так как в ряде источников идет пояснение, что метод связевых усилий также позволяет локализовать разрушение при взрывах (см. рис. 7). Однако в этом случае возникает вопрос: на какое усилие необходимо считать базу колонны.

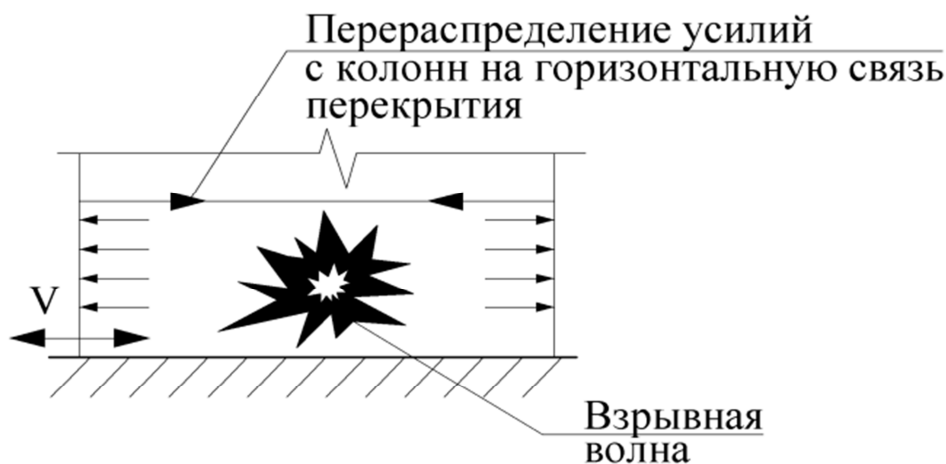


Рисунок 7 – Связевое усилие в базе колонны

В соответствии с методом связевых усилий минимальное значение силы для расчета связи составляет 75 кН, однако, например, для многих легких стальных конструкций такое требование может вызвать усложнение и утяжеление конструкции.

Вертикальные связи. Вертикальные связи как и горизонтальные связи, помогают ограничить риск обрушения вышерасположенных этажей при особом воздействии. Вертикальные связи должны:

- обеспечить непрерывность передачи связевого усилия в колоннах, то есть каждая колонна непрерывно связывается от фундамента до покрытия;
- воспринимать расчетное особое растягивающее усилие, равное наибольшей расчетной вертикальной реакции от постоянной или переменной нагрузок, приложенной к колоннам любого этажа⁵. Также особое воздействие не сочетается с другими нагрузками.

Однако в ТКП EN 1991-1-7 [1] не уточняется, при каком сочетании нагрузок должна быть определена реакция от этажа. Еще одно обстоятельство, на которое не обращают внимания, это то, что для расчета вертикальной связи необходимо брать наибольшую реакцию из всех этажей, это требование вытекает из необходимости обеспечить непрерывность и перераспределение связевого усилия по высоте здания.

Требования относятся к колоннам, соединяющимся от уровня фундаментов до уровня покрытия. Однако в Еврокоде не делается разъяснения в случае, когда колонна не доходит до покрытия или когда база колонны находится на передающей поддерживающей балке. Согласно источнику [4], колонны в зданиях класса 2b должны быть соединены вертикально от своей базы до верха, независимо от того, совпадают ли они с уровнем фундамента или уровнем покрытия. Если база колонны не находится на уровне фундамента, то база колонны должна

⁵ "...carrying vertical actions should be capable of resisting an accidental design tensile force equal to the largest design vertical permanent and variable load reaction applied to the column from any one storey" [1].

быть соединена вертикально к конструкции каркаса на этом уровне. Если верхняя часть колонны не находится на уровне покрытия, верхняя часть колонны должна быть привязана вертикально к конструкции каркаса на этом уровне.

Метод альтернативных траекторий (АТ-метод)

Метод условного удаления. Предоставляет собой альтернативный вариант метода связевых усилий. Преимуществом данной стратегии является то, что вместо соблюдения предписывающих правил (используемых в методе связевых усилий) рассматриваются более конкретные сценарии повреждений, в соответствии с которыми необходимо оценивать площадь ущерба от разрушения несущего элемента, то есть способность зданий локализовать разрушение. Однако, стратегия условного удаления, как правило, будет эффективной только для сетки колонн с небольшими пролетами. С практической точки зрения преимущество метода состоит в том, что если конструкция имеет достаточно малые пролеты балок и если элементы конструкции хорошо взаимосвязаны, то условное удаление удовлетворяет правилам живучести с учетом локального разрушения. Данный метод может использоваться также если по какой-то причине невозможно полностью выполнить правила метода связевых усилий.

В рамках стратегии условного удаления каждый несущий элемент необходимо удалить один раз, чтобы удостовериться о не превышении допустимого предела локального повреждения и устойчивости здания, при этом:

а) условно удаляемым несущим элементом является колонна (длиной, равной расстоянию между соседними этажами) или балка, несущая одну или несколько колонн;

б) предел допустимого локального разрушения при удалении колонны или несущей стены должен составлять не более 15% от общей площади перекрытия (покрытия) в каждом из двух соседних этажей и не более 100 м². Предел допустимого повреждения допускает разрушения площади перекрытия на двух отдельных этажах, но это не означает, что разрушение площади перекрытия обязательно будет на двух этажах или что разрушения площади перекрытия не произойдет на более чем на двух этажах;

с) при условном удалении какого-либо одного несущего элемента конструкции должна сохраняться устойчивость здания в целом;

д) если условное удаление любого несущего элемента приведет к большей площади разрушения, чем допустимо локальным повреждением, элемент должен быть разработан в качестве ключевого элемента;

е) если условное удаление несущего элемента приведет к неустойчивости здания, такой элемент должен быть разработан в качестве ключевого элемента.

Также в Еврокоде не определены критерии разрушения, процедура оценки области разрушения, способы и модели расчета схемы с удаленным элементом.

Метод ключевых элементов. Применяется, когда условное удаление несущих элементов привело к превышению предела допустимого повреждения. Метод направлен на предотвращение повреждения несущего элемента (в той степени, когда он не может обеспечить необходимую несущую способность) после особого события и, таким образом, предотвращается чрезмерный отказ элемента. Для метода ключевых элементов ниже приведены основные конструктивные требования:

а) ключевые элементы должны быть способны выдерживать особое расчетное воздействие A_d , действующее в горизонтальном или вертикальном направ-

лениях (в одном направлении за раз) к элементу и любым присоединенным компонентам⁶;

b) рекомендуемое значение A_d для строительных конструкций составляет 34 кН/м²;

c) особое расчетное воздействие должно применяться к ключевому элементу и к прикрепленным к нему компонентам с учетом несущей способности прикрепленных компонентов и их соединений;

d) особая расчетная нагрузка должна применяться в сочетании с другими нагрузками в соответствии с комбинацией (6.11b) ТКП EN 1990 [2].

Оценка того, что останется прикрепленным к ключевому элементу, очевидно, является очень субъективной.

Еще одно из несоответствий возникает в случае, когда рассматривается особая нагрузка на больших площадях (например, покрытие с фермами) разумно было бы ограничить площадь, которая подвергается нагрузке 34 кН/м², потому что давление от взрыва вряд ли будет равномерным на всех поверхностях большого пространства.

Заключение. В настоящее время большое внимание уделяется вопросу расчета зданий с учетом особых воздействий. С введением ТКП EN 1991-1-7 [1] ситуация значительно изменилась в лучшую сторону, однако, как показал обзор стратегии локализации последствий разрушения, требования стандарта являются очень неконкретными в ряде случаев, что приводит к их субъективному толкованию. Еще больше практическая реализация осложняется тем, что данные требования являются довольно новыми для проектировщиков постсоветского пространства и отсутствием разъяснительной литературы. В результате анализа были выявлены следующие неточности:

- для горизонтальных связей: 1) случай прерывания горизонтальной связи отверстием в перекрытии; 2) не установлен критерий близости расположения горизонтальных связей к осевой линии колонн; 3) случай распределения усилий в горизонтальных связях при неравных пролетах, разных уровнях нагрузок в смежных пролетах; 4) случай соединения горизонтальных связей через стенку балки, колонны; 5) случай распределения усилий в неразрезных балках;

- для вертикальных связей: 1) случай обеспечения непрерывности для колонн, конструктивно невозможных связать от фундамента до покрытия; 2) не уточняется при каком сочетании нагрузок должна быть определена реакция от этажа;

- для метода условного удаления: отсутствует информация по данному методу, не определены критерии разрушения, процедура оценки области разрушения;

- отсутствует научно-обоснованный подход к выбору особого сочетания воздействий с соответствующими коэффициентами сочетания. Так же отсутствует четко обозначенный критерий проверки, т. е. с каким уровнем предельно допустимой динамической нагрузки необходимо сравнить данное сочетание и как его найти;

⁶ *should be capable of sustaining an accidental design action of A_d applied in horizontal and vertical directions (in one direction at a time) to the member and any attached components having regard to the ultimate strength of such components and their connections [1].*

- для метода ключевых элементов: случай приложения особой нагрузки на элементы, прикрепленные к ключевому элементу.

Список цитированных источников

1. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-7-2009. – Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия.
2. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011*.
3. SCI P391 Structural robustness of steel framed buildings. Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, 2011 – 132 p.

УДК 624.04

ЕВРОПЕЙСКАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТРУБ

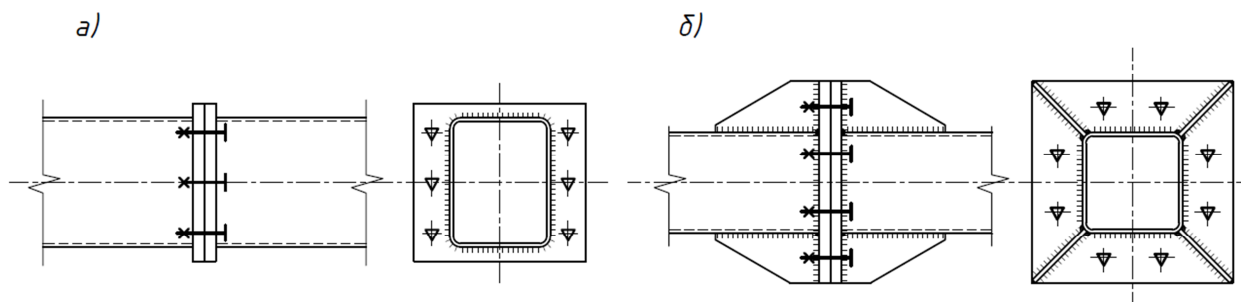
Надольский В. В., Бояринцева Е. С.

***Annotation:** At present, the flange (end plate splices) connection is one of the most popular and effective types of bolt-joint assembly of hollow section elements, in particular for connecting tensioned chord of trusses. In the Republic of Belarus today, calculations of steel structures are carried out in accordance with the requirements of SNiP II-23-81 * or Eurocode 3, but in these standards there are no methods for calculating the flange connection of elements from the hollow profile. This circumstance causes difficulties in designing flange connections of elements from pipes. In the domestic practice, the availability of recommendations, series and literature make this situation much easier. The European standardization system does not provide a calculation of the flange connection of elements from hollow section. In this regard, the review of the methodology used in Europe has great practical and theoretical interest.*

Введение. Фланцевое соединение в настоящее время является одним из наиболее популярных и эффективных типов монтажного болтового соединения элементов из труб, в особенности для соединения растянутых поясов ферм (рис. 1). В Республике Беларусь сегодня расчеты стальных конструкций ведутся согласно требованиям СНиП II-23-81* [1] или Еврокоду 3 [2], но в данных стандартах нет методик по расчету фланцевого соединения элементов из замкнутого профиля. Это обстоятельство вызывает трудности при проектировании фланцевых соединений элементов из труб. В отечественной практике значительно облегчают эту ситуацию «Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций» [3], «Пособие по проектированию к СНиП II-23-81*» [4], «Серия по применению ферм из труб» [5], СТО 0041-2004 [6] и освещенность данного вопроса в отечественной литературе, например [7, 8]. В европейской системе нормирования ТКП EN 1993-1-8-2009 «Стальные конструкции. Расчет соединений» [3] существуют разделы, посвященные расчету фланцевых соединений элементов из двутавров (раздел 6) и узлов сопряжения элементов замкнутого профиля (раздел 7), но в данном документе не рассматриваются фланцевые соединения элементов из труб.

В связи с этим большой практический и теоретический интерес представляет европейская методика расчета NCCI: Design models for splices in structural

hollow sections [9], которая основывается на руководстве «Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading» [10].



а) без ребер жесткости; б) с дополнительными ребрами жесткости

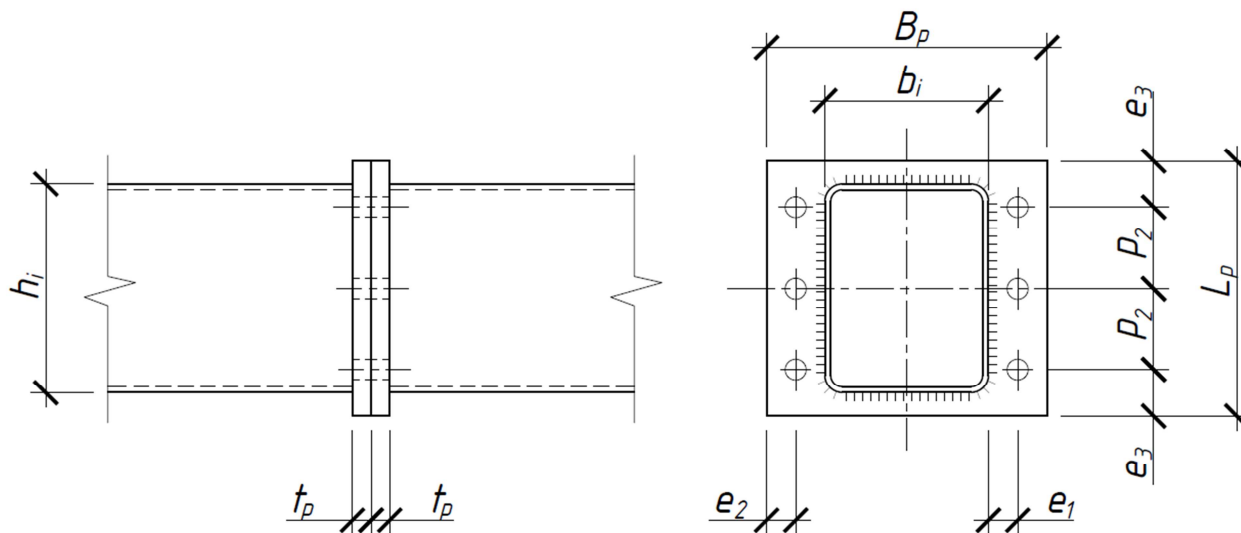
Рисунок 1 – Фланцевые соединения для замкнутых профилей

Расчет фланцевого соединения по европейской методике [9]. В соответствии с данной методикой проверяются следующие компоненты фланцевого соединения:

- прочность и деформации фланца;
- прочность болтов на растяжение, включая влияние «эффекта рычага»;
- прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к профилю.

Ограничениями применения методике являются: толщина фланца, которая должна находиться в пределах $12 \text{ мм} \leq t_p \leq 26 \text{ мм}$; ось крайнего ряда болтов во фланцевом соединении не должна располагаться за контуром замкнутого профиля, расположение болтов допускается только по двум противоположным сторонам от профиля.

Все геометрические параметры, используемые в расчетной методике представлены на рисунке 2.



h_i – высота сечения профиля, мм; b_i – ширина сечения профиля, мм; B_p – ширина фланца, мм; L_p – длина фланца, мм; t_p – толщина фланца, мм; p_2 – шаг болтов, мм; e_1 – расстояние от центра отверстия до стенки профиля, мм; e_2 – расстояние от центра отверстия до ближайшей кромки фланца, мм; e_3 – расстояние от центра отверстия до ближайшей кромки фланца, мм

Рисунок 2 – Геометрические параметры фланцевого соединения труб прямоугольного очертания

Расчет соединения выполняется следующим образом:

1. Определение необходимого количества болтов n , класса точности и размера требуемых болтов, на основании растягивающего усилия N_{Ed} и допуская некоторое влияние рычажных сил:

$$F_{t,Rd} \geq P_f, \quad (1)$$

где $F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ – расчетная несущая способность одного болта на растяжение, кН.

$k_2=0,9$ – во всех случаях, кроме болтов с потайной головкой;

f_{ub} – временное сопротивление болта на растяжение, Н/мм²;

A_s – площадь растянутого болта нетто, мм²;

$\gamma_{M2}=1,25$ – частный коэффициент.

2. Расчетное растягивающее усилие, приходящееся на один болт, кН:

$$P_f = \frac{N_{Ed}}{n}, \quad (2)$$

где N_{Ed} – растягивающее усилие, приложенное к соединению, кН;

n – количество болтов, шт.

3. Компоновка соединения, исходя из требований к размещению болтов:

$$2,2d_0 \leq p_2 \leq \min(14t_p; 200\text{мм}), \quad (3)$$

$$\sum p_2 < h_i, \quad (4)$$

$$e_2 \geq 1,2d_0, \quad (5)$$

$$e_3 \geq 1,2d_0, \quad (6)$$

где d_0 – диаметр отверстия для болта, мм, принимается равным: $d_0=d+2$ мм при $d \leq 24$ мм и $d_0=d+3$ мм при $d > 24$ мм.

d – номинальный диаметр болта, мм.

Рекомендуемый шаг болтов p_2 от 3 до 5 диаметров болтов, для минимизации эффекта рычага расстояние e_2 рекомендуется равным $1,25e_1$.

4. Вычисляется параметр δ :

$$\delta = 1 - \frac{d_0}{p_2}. \quad (7)$$

5. Находится диапазон для оптимальной толщины фланца, t_p :

$$\sqrt{\frac{KP_f}{1+\delta}} \leq t_p \leq \sqrt{KP_f}, \quad (8)$$

где $K = \frac{4b' \cdot 10^3}{0,9f_{yp} p_2 / \gamma_{M0}}$ – параметр для расчета болтового соединения;

$b' = e_1 - d/2 + t_i$ – скорректированное расстояние e_1 , мм;

f_{yp} – предел текучести фланца, Н/мм².

6. С уже известными параметрами соединения вычисляется коэффициент α , необходимый для определения расчетной прочности фланца на растяжение, NR_d :

$$\alpha = \left(\frac{K \cdot F_{t,Rd}}{t_p^2} - 1 \right) \cdot \frac{e_2 + d/2}{\delta \cdot (e_1 + e_2 + t_i)}, \text{ но } \alpha \geq 0. \quad (9)$$

При этом e_2 принимается не более $1,25e_1$. Следует иметь в виду, если соединение, работающее на растяжение, будет подвергаться многократно повторяющимся воздействиям, то фланец должен быть достаточно жестким, чтобы его деформация была практически исключена ($\alpha \approx 0$) [10].

7. Тогда расчетная прочность фланца на растяжение, NR_d , кН:

$$N_{Rd} = \frac{t_p^2 \cdot (1 + \delta\alpha) \cdot n}{K \cdot \gamma_{M2}} \geq N_{Ed}. \quad (10)$$

8. Полное растяжение одного болта, F_f , включая влияние рычажных сил, кН:

$$F_f \approx P_f \cdot \left(1 + \frac{b'}{a'} \cdot \left(\frac{\alpha\delta}{1 + \alpha\delta} \right) \right) \leq F_{t,Rd}, \quad (11)$$

где $a' = e_2 + d/2$ – скорректированное расстояние e_2 , мм;

$$\alpha = \left(\frac{KP_f}{t_p^2} - 1 \right) \cdot \frac{1}{\delta} - \text{скорректированный коэффициент } \alpha.$$

9. Подобранные болты проверяются по несущей способности на вырыв:

$$N_{Ed} \leq n \cdot B_{p,Rd}, \quad (12)$$

где $B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ – расчетная несущая способность на вырыв;

d_m – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из значений;

f_u – временное сопротивление стали фланца, Н/мм².

10. Сварные швы выполняются по всему периметру замкнутого профиля, обычно угловые. Если расчетная толщина шва превышает 8 мм, то более экономичным решением для соединения, возможно, будет выполнение стыковых сварных швов. Швы рассчитываются согласно требованиям, изложенным в ТКП EN 1993-1-8-2009 [2]:

10.1. Требуемая толщина сварного шва на основании равнопрочности с сечением трубы:

$$a \geq t_i \cdot f_y \cdot \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u / \sqrt{2}} \right), \quad (13)$$

где f_y – предел текучести профиля, Н/мм²;

β_w – поправочный коэффициент, в зависимости от класса стали более слабого соединяемого элемента.

f_u – номинальное значение временного сопротивления на растяжение более слабого соединяемого элемента, Н/мм².

Либо можно воспользоваться формулами:

$$a \geq 0,93t_i \text{ для стали S235,} \quad (14)$$

$$a \geq 0,96t_i \text{ для стали S275,} \quad (15)$$

$$a \geq 1,11t_i \text{ для стали S355.} \quad (16)$$

10.2. Требуемая толщина сварного шва, необходимая для восприятия приложенного растягивающего усилия:

$$a \geq \left(\frac{N_{Ed}}{2h_i} \right) \cdot \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u / \sqrt{2}} \right). \quad (17)$$

Расчетная длина сварного шва принята равной $2h_i$, так как в зависимости от жесткости фланца, привариваемый периметр замкнутого профиля может подвергаться неравномерному распределению напряжений.

Размещение болтов по всему контуру профиля

Согласно рекомендациям [10] при размещении болтов по всему контуру трубы допускается использовать описанную методику, при этом параметр t_i необходимо исключить из формулы $b' = e_1 - d/2 + t_i$. Если форма сечения трубы прямоугольная либо расстояние между болтами отличается друг от друга, то в расчетах принимается минимальный шаг болтов. Чтобы эта расчетная модель работала, болты должны располагаться вблизи стенок профиля, где действует растягивающее усилие.

Заключение. В статье представлен метод расчета фланцевых соединений элементов из труб, данный метод выглядит очень простым и легко реализуемым, при этом следует отметить некоторые ограничения применения: узкий диапазон применимости к толщине фланца, отсутствие указаний по расчету при наличии дополнительных ребер жесткости. При этом согласно отечественным рекомендациям соединения конструируются из других требований: толщина фланца должна находиться в пределах $20 \text{ мм} \leq t_\phi \leq 40 \text{ мм}$; обязательно наличие дополнительных ребер жесткости [3]. Поэтому практический и теоретический интерес представляет сравнение рассмотренной европейской методики расчета с отечественными, а также анализ этих соединений с помощью метода конечных элементов.

Одно из возможных направлений дальнейшего развития расчетной методики является разработка нового более универсального метода расчета фланцевого соединения элементов из труб на основе эквивалентного Т-образного элемента, используемого в ТКП EN 1993-1-8-2009 [2] для расчета фланцевых соединений элементов из двутавров.

Список цитированных источников

1. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81*. – Москва : ЦНИИСК, 1990.

2. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. – Часть 1-8. Расчет соединений: ТКП EN 1993-1-8-2009 – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.

3. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций // СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. – Москва, 1988. – С. 6–19.

4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – Москва : ЦНИИСК, 1989. – С. 111–115.
5. Серия 1.460.3-14 Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно». Чертежи КМ / ОАО Проектный институт. Ленпроектстальконструкция. – Москва, 1981.
6. Конструкции стальные строительные. Болтовые соединения. Проектирование и расчет: СТО 0041-2004 / ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова. – Москва, 2004.
7. Строительные конструкции. Металлические конструкции, основания и фундаменты: учебное пособие для строительных специальностей учреждений, обеспечивающих получение среднего специального образования / Е. Ю. Давыдов, М. И. Никтенко и Л. Д. Шайтаров // Технопринт. – Минск, 2005. – С. 155–161.
8. Металлические конструкции / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] – Москва : Высшая школа, 2004. – Т. 1: Элементы конструкций: учебное пособие для строительных вузов – С. 461–469.
9. NCCI: Design models for splices in structural hollow sections // Access Steel. – 2010. – P. 1–8.
10. Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading / J.A. Packer, J. Wardenier, X.-L. Zhao, G.J. van der Vegte and Y. Kurobane // CIDECT. – 2009. – P. 83–89.

УДК 330.322.2:004.9

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПОДХОДОВ К ВНЕДРЕНИЮ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ В КОНТЕКСТЕ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ

Срывкина Л. Г., Кисель Е. И.

***Аннотация:** В статье выполнен анализ процессов внедрения BIM-технологий в Республике Беларусь. Обозначены основные эффекты от внедрения на примере мирового опыта. Представлена структура уровней управления объектами недвижимости и взаимосвязь моделей BIM-управления. Определена значимость стадии эксплуатации объектов и её взаимосвязь с процессами проектирования, строительства и ликвидации.*

***Summary:** The analysis of BIM processes implementing in the Republic of Belarus is carried out. The main effects from the using on the word experience example are indicated. The structure of management of real estate objects and interconnection of BIM-management models are presented. The significance of objects operation phase and its relationship with the processes of design, construction and liquidation are determined.*

Введение. Эффективность внедрения BIM-технологий уже доказана снижением затрат рабочего времени при создании проектов, сокращением стоимости строительства, оптимизацией использования ресурсов, ростом качества проектов и степени удовлетворённости клиентов. Учитывая активное внедрение данных технологий в технологически развитых странах, в Республике Беларусь ведется работа по разработке правовых, организационных, экономических подходов при ведении инвестиционно-строительных проектов. С целью получения максимальных эффектов при создании объектов недвижимости необходимо обеспечить внедрение всех D-уровней управления.

Эффективность технологий информационного моделирования. По данным аналитического отчёта McGraw-Hill Construction за 2007–2012 годы [1] в Северной Америке степень распространения технологии информационного моделирования зданий постоянно росла: в 2007 году 28 % инженеров, архитекторов, подрядчиков и собственников зданий применяли BIM, в 2009 – 49 %, в 2012 – 71 %. При этом в строительной отрасли около 90 % крупных и средних компаний и 49 % мелких работали с BIM.

В отчёте McGraw-Hill Construction зафиксированы следующие преимущества применения BIM:

1) краткосрочные: сокращение ошибок отметили 52 % опрошенных компаний; выход на новые рынки – 51 %; сокращение доработок – 48 %; новый сервис для клиентов – 46 %; сокращение сроков выполнения – 39 %;

2) долгосрочные: удержание клиентов – 49 %; увеличение прибыли – 36 %; сокращение стоимости – 32 %; сокращение судебных разбирательств – 28 % компаний.

В отчёте Dodge Data & Analytics 2017 года [2] по результатам опроса компаний США, Великобритании, Франции, Германии, занятых в области создания объектов транспортной инфраструктуры, сделаны следующие выводы:

- число компаний, применяющих BIM на серьёзном уровне (не менее чем в половине проектов), выросло с 20 % в 2015 году до 52 % в 2017 году;

- к 2019 году число таких компаний по прогнозу составит 61 %;

- между 2017 и 2019 годом рост использования BIM будет наиболее ярким, поскольку число компаний, применяющих BIM почти во всех своих проектах (75 % и более), практически удвоится – с 17 % до 32 %.

Опрошенные Dodge Data & Analytics пользователи называют следующие преимущества BIM:

- Большинство (87 %) отмечают позитивное влияние применения данной технологии на их деятельность. Хорошим знаком для дальнейшего распространения BIM-технологии является то, что значительная часть опрошенных полагает, что ещё только начинает раскрывать полный её потенциал. Около 73 % утверждают, что они не достигли даже половины потенциального уровня преимуществ, которые может дать BIM.

- Около двух третей (65 %) говорят о положительном значении рентабельности инвестиций в BIM, в том числе почти половина из них фиксирует достигнутое значение показателя рентабельности инвестиций *ROI* (*Return on Investment*) в размере 25 % и более.

- Более половины отмечают, что применение BIM позволяет достичь им двух типов преимуществ в бизнесе:

1) они могут вести бизнес эффективнее за счёт улучшения понимания молодым персоналом того, как проекты разрабатываются параллельно и взаимосвязанно; обеспечения последовательного и повторяемого процесса реализации проектов, позволяя персоналу больше заниматься проектированием и меньше документированием;

2) они могут найти больше работы (проектов) за счёт возросшей способности предлагать различного рода услуги и вести бизнес с прежними клиентами.

Жизненный цикл объектов недвижимости в BIM-управлении. Одним из принципиально важных направлений использования BIM-технологии является управление всем жизненным циклом объектов недвижимости

Полный жизненный цикл объекта недвижимости в соответствии с ТКП 45-1.02-298-2014 [3] включает следующие стадии:

- *предынвестиционную* (поиск бизнес-идеи; оценку необходимости и технической возможности её реализации; оформление инвестиционного замысла в виде декларации о намерениях; решение вопросов, связанных с земельным участком; получение разрешительной документации на строительство; разработку предпроектной документации; принятие решения о целесообразности дальнейшего вложения средств в проектирование и строительство объекта);

- *инвестиционную* (разработку проектной документации; возведение объекта и ввод его в эксплуатацию; государственную регистрацию создания объекта недвижимости и возникновения прав на него);

- *эксплуатационную* (использование объекта по назначению с соблюдением установленных правил технической эксплуатации, систематическим проведением комплекса организационно-технических мероприятий по контролю состояния, техническому обслуживанию и ремонту; регулярное проведение взаимосвязанных технических, экономических, управленческих и правовых экспертиз; выполнение работ по реконструкции, в том числе модернизации);

- *ликвидационную* (снос объекта при исчерпании его потенциала и утилизацию материалов от разборки).

Современные информационные модели объектов недвижимости достигли с учётом выделенных стадий 7D-уровня управления. Проектирование на уровне 3D позволяет добиться быстрой корректировки проекта, формирует более понятное «поле» для взаимодействия по цепочке заказчик-инвестор-подрядчик-поставщик.

4D (3D+календарное планирование) – дает возможность участникам инвестиционного проекта представить процесс и последовательность работ. Позволяет точно спланировать работу, найти ошибки (конфликты интересов) до начала работ, уменьшить технологические риски. Календарный план полностью интегрируется с моделью 3D.

5D (3D+календарное планирование + финансовое планирование) – анализ стоимости, анализ сценариев еще в процессе проектирования.

6D (3D+календарное планирование + финансовое планирование + анализ энергоэффективности объекта недвижимости) – позволяет измерить и скорректировать данные по теплопроводности и просчитать количество необходимой энергии на 1 м², рассчитать расходы будущих периодов, что поднимает ценность такого проектирования в глазах инвесторов.

7D (проектирование эксплуатационных характеристик объекта) – гарантийный срок эксплуатации, периодичность технических осмотров, условия эксплуатации, состояние элементов и конструкций.

Национальные аспекты внедрения BIM-технологий. Республика Беларусь сегодня активно включается в общемировой процесс. Для внедрения BIM-технологий в республике на законодательном уровне сделано достаточно много (табл. 1).

Таблица 1 – Нормативно-законодательная база для внедрения BIM-технологий в Республике Беларусь

Положение нормативной базы	Регулирующий документ
Перечень объектов первого и второго класса сложности, проектирование которых должно осуществляться <i>только с применением программного обеспечения для информационного моделирования объектов строительства</i>	Приказ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 27 октября 2014 г. № 298 [4]. СТБ 2331-2014 «Здания и сооружения. Классификация. Основные положения» [5]
В квалификационных требованиях к юридическим лицам и индивидуальным предпринимателям, претендующим на получение аттестата соответствия на выполнение функций генерального проектировщика первой и второй категории, указана необходимость подтверждения наличия рабочих мест специалистов, осуществляющих разработку разделов проектной документации, оборудованных программным обеспечением для информационного моделирования объектов строительства	Постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 2 мая 2014 года № 25 [6]
По решению заказчика выполнение проектных работ может осуществляться с применением BIM-технологии, и при этом проектная документация должна оформляться с учётом технических возможностей современных систем автоматизированного проектирования (САПР)	ТКП 45-1.02-295-2014 «Строительство. Проектная документация. Состав и содержание» [7]
Стоимость BIM-модели, разработанной по поручению заказчика и передаваемой ему для использования в процессе строительства и эксплуатации объекта, определяется в размере 30 % от базовой стоимости основных проектных работ (услуг), выполненных с применением данной технологии проектирования, и должна оплачиваться дополнительно	НЗТ 8.01.00-2014 «Методические указания о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом» [8]
Утверждён образовательный стандарт специальности переподготовки 1-53 01 07 «Автоматизация проектирования и управления в строительстве», нацеленной на выпуск специалистов квалификации «Инженер по автоматизации проектирования и управления в строительстве»	Постановление Министерства образования Республики Беларусь от 12 августа 2015 года № 101 [9]

Образовательная отрасль откликнулась на новые требования, предъявляемые к организациям и специалистам строительного комплекса.

Специальность 1-53 01 07 открывается в Межотраслевом институте повышения квалификации и переподготовки кадров Белорусского национального технического университета (МИПК и ПК БНТУ). Учебная программа предполагает углубленное изучение BIM-технологий, применяемых при проектировании зданий и сооружений, на базе программного комплекса (ПК) Revit Autodesk и других [10].

На факультете строительства и недвижимости МИПК и ПК БНТУ проводится повышение квалификации специалистов по направлению «Базовый курс информационного моделирования зданий в Autodesk Revit». Курс, рассчитанный на 40 учебных часов, предназначен для архитекторов, конструкторов и

проектировщиков инженерных сетей и нацелен на практическое применение всех разделов указанного программного комплекса [11].

В учреждении образования «Брестский государственный технический университет» с 2017 года проводится Международная научно-техническая конференция «Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР)» с мастер-классами по использованию BIM-обеспечения.

Сегодня BIM-технологии применяются в Беларуси отдельными проектными институтами («Белпромпроект», «Белгоспроект», «Гомельский ДСК»), некоторыми частными компаниями на уровне архитектурного проектирования и конструирования. Директор РУП «Республиканский научно-технический центр по ценообразованию в строительстве» (РНТЦ) Геннадий Пурс в феврале 2018 года отметил: «Пока у нас BIM-технологии используются только на уровне 3D-проектирования и то в отдельных случаях» [12].

Это существенное отставание от общемирового уровня (7D), в соответствии с которым идеология информационного моделирования успешно распространяется на весь жизненный цикл объекта. Несколько лет назад в Беларуси была поставлена задача перехода на уровень информационного моделирования 4D/5D. В 2017 году презентован программный комплекс ABC-РНТЦ – результат совместной работы специалистов РУП «Республиканский научно-технический центр по ценообразованию в строительстве», частной белорусской компании НПДО «Фрагмент», IT-специалистов из Новосибирска. Комплекс позволяет определять сметную стоимость строительства с применением BIM-технологий и обеспечивает автоматизированное формирование сметного раздела проекта на основе данных, полученных из BIM. Это уникальный опыт на территории СНГ, так как традиционно считалось, что сметные программы практически невозможно увязать с 3D-моделями и учесть при этом местные условия ценообразования. За основу комплекса ABC-РНТЦ принята американская платформа Autodesk Revit, создан рекомпозиционер, связывающий BIM-платформу со сметной программой, разработано сметное программное обеспечение. В результате получен комплекс, поддерживающий автоматизированную разработку сметного раздела с применением различных систем BIM-проектирования: Nemetschek Allplan, Autodesk Revit, Renga Architecture, Credo Дороги, Graphisoft ArchiCAD. Сметные результаты в дальнейшем могут быть использованы для подготовки строительного производства, в частности для разработки календарных планов строительства в составе проектов организации строительства и проектов производства работ с применением системы календарно-сетевое планирования «АККОРД» [13].

В настоящее время РНТЦ проводит активную работу по презентации и внедрению комплекса ABC-РНТЦ, включая регулярные обучающие семинары с 2017 года, на которых рассматриваются следующие вопросы: идеология создания и использования единой цифровой модели строительства, автоматизированное формирование сметной документации на основе BIM-моделей, подготовка строительного производства с использованием BIM-моделей.

Таким образом, BIM-технологии начинают входить в белорусскую практику проектирования и строительства, чего нельзя сказать обо всем жизненном цикле объекта.

Значение 6D и 7D-уровней в управлении объектами недвижимости. Определяя BIM-технологии как приоритетное направление в совершенствовании процессов проектирования, вопросу информационного управления не уделяется должного внимания. Результатом такого подхода может стать дальнейшее отставание от существующих мировых подходов. В Европейском Союзе дальнейшее внедрение BIM-технологий определяется процессами управления функционированием возводимых (проектируемых) объектов. Что означает построение уровней 3D, 4D, 5D через призму уровней 6D и 7D.

Основные преимущества BIM связаны с комплексной работой над объектом специалистов, участвующих как в создании информационной модели, так и в её использовании: собственников, девелоперов, эксплуатирующих организаций, архитекторов, конструкторов, проектировщиков инженерных систем, производителей материалов, изделий, конструкций и оборудования, подрядчиков и др. Но важно понимать, что самым главным звеном здесь являются не разработчики модели, а собственники здания, «потому что только они самым объективным образом заинтересованы в комплексном и эффективном подходе к решению проблем сооружения, которым владеют. В первую очередь именно они внимательно считают свои деньги, как расходуемые сейчас, так и предполагаемые к тратам в будущем» [14, с. 103].

Опыт внедрения BIM в разных странах говорит о том, что только после осознания полезности данной технологии собственником здания её начинают активно и эффективно применять и остальные стороны, работающие с объектом.

BIM – это не просто технология проектирования, это информационная модель здания, которая может быть полезна (в первую очередь собственнику) на всех стадиях его жизненного цикла объекта недвижимости. Поэтому, разрабатывая такую модель на инвестиционно-строительной стадии, следует учитывать возможности её применения в дальнейшем эксплуатационном процессе (рис. 1, 2).

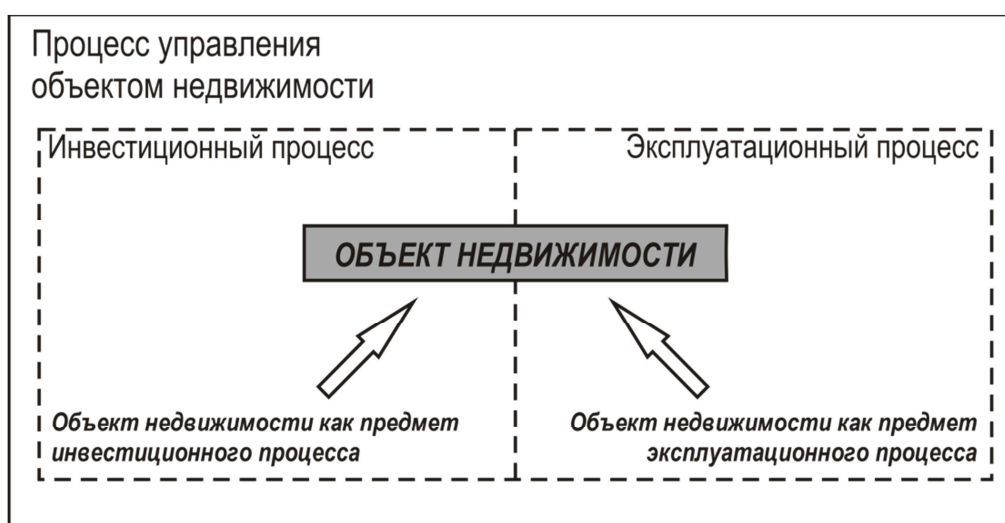
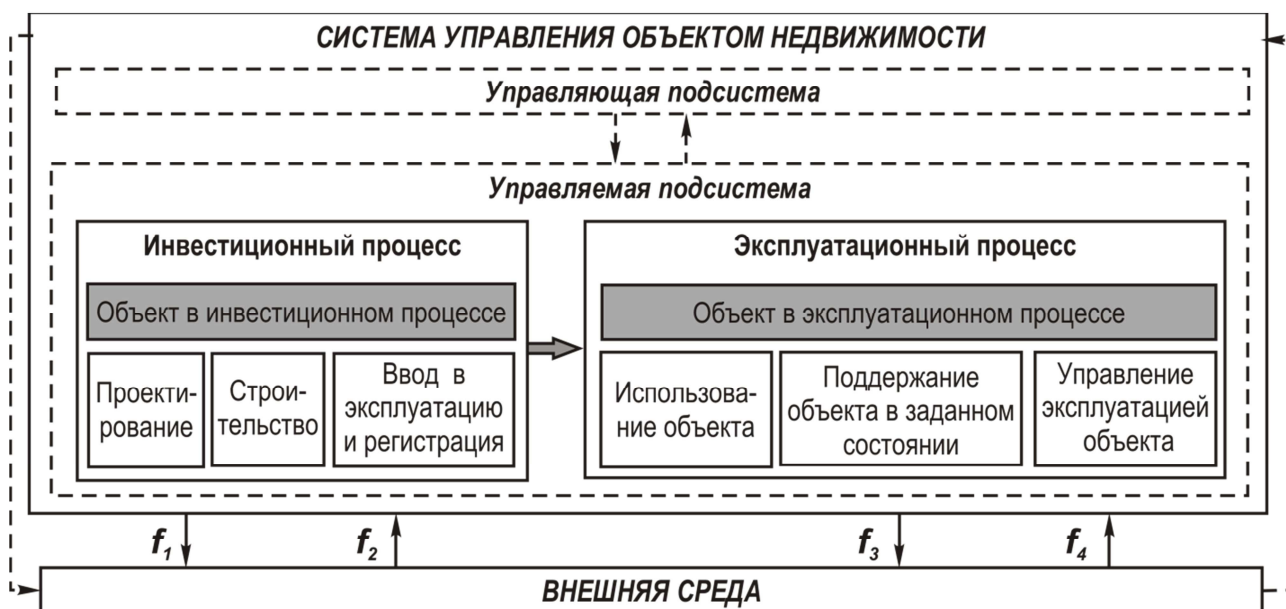


Рисунок 1 – Базовая схема процесса управления объектом недвижимости



f_1 – влияние инвестиционного процесса на внешнюю среду;

f_2 – влияние внешней среды

на инвестиционный процесс; f_3 – влияние эксплуатационного процесса на внешнюю среду;

f_4 – влияние внешней среды на эксплуатационный процесс

Рисунок 2 – Взаимодействие инвестиционного и эксплуатационного процессов:

Издержки жизненного цикла любого здания или сооружения для собственника включают издержки его приобретения (или строительства) и издержки эксплуатации. Эти издержки являются взаимосвязанными, и зачастую эксплуатационные издержки с учётом продолжительного жизненного цикла объекта могут существенно превышать издержки создания объекта. Стремясь сократить первоначальные капиталовложения, собственники часто отдают предпочтение вариантам с меньшей стоимостью строительства. При этом они не учитывают, что это может в дальнейшем привести к росту эксплуатационных издержек, связанных с заменой ломающегося оборудования, со значительным расходом коммунальных ресурсов (электроэнергии, воды), с дополнительными затратами на очистку стоков, с необходимостью более частых ремонтов конструктивных элементов и инженерных систем. Чтобы избежать такого рода просчетов, необходим шаг к стадии 7D-моделирования. Это требует разработки проектной, инвестиционно-строительной, эксплуатационной, ликвидационной моделей и элементов их взаимосвязи. Основная задача управления в данном случае – создание необходимой информационной системы для перехода от одной модели к другой (рис. 3).

Около 60 % общих издержек жизненного цикла задаются при принятии проектных решений и впоследствии на их уровень повлиять практически невозможно [15]. Поэтому при проектировании важно уделить внимание вариантой проработке и учёту прогнозируемого уровня полных издержек жизненного цикла. Здесь для анализа и оптимизации будущих технических и экономических характеристик объекта исключительно полезной является технология BIM.

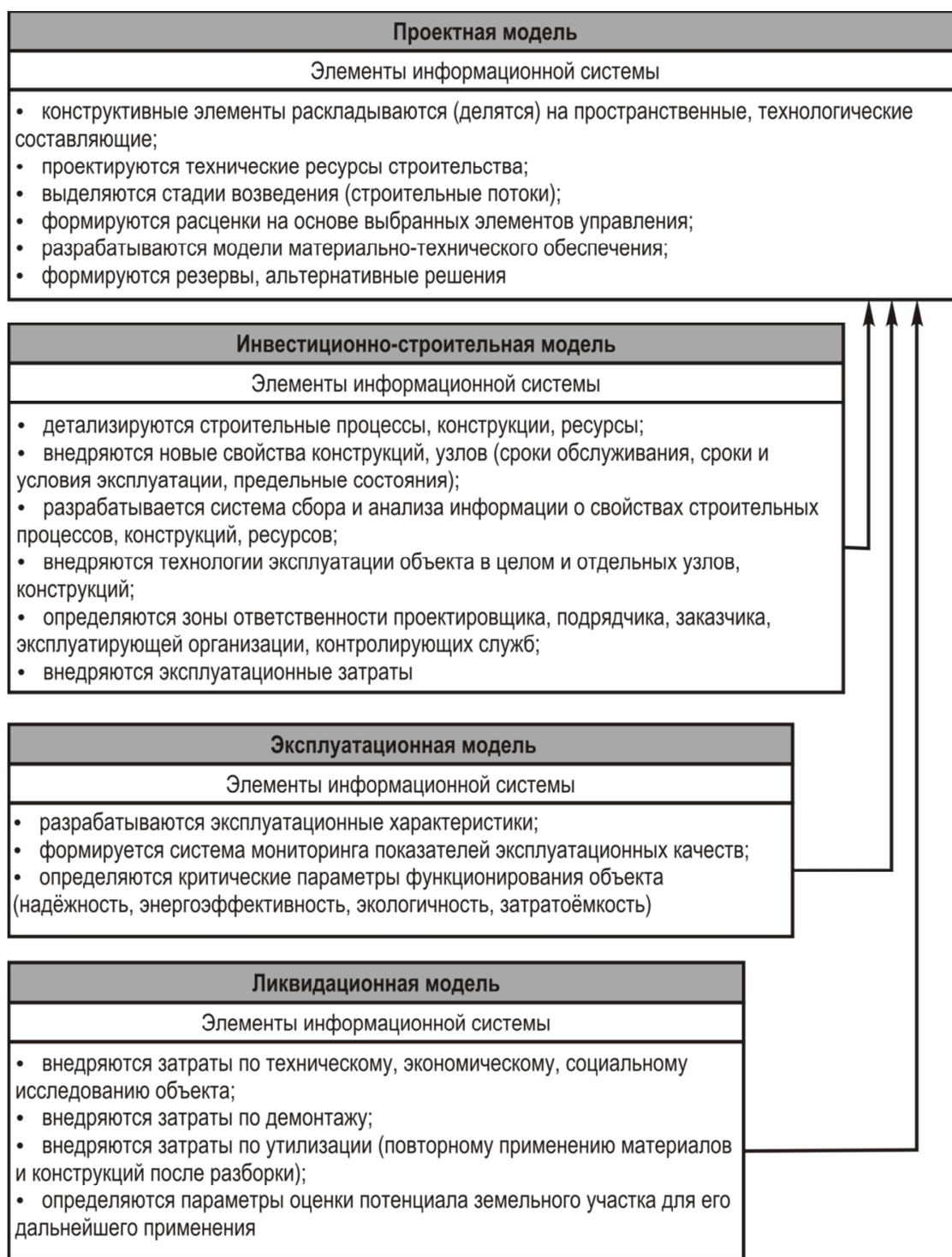


Рисунок 3 – Взаимосвязь моделей BIM-управления

Эффективным является применение BIM при ремонте и реконструкции зданий. Информационную модель существующего здания можно получить на основе лазерного сканирования объекта. BIM даёт возможность моделировать изменения в конструкции здания, проектировать его переоснащение новым инженерным оборудованием, соответствующим уровню современных требований.

В процессе эксплуатации BIM позволяет отслеживать текущее состояние здания, точно определять количество и стоимость ресурсов, необходимых для ремонта, строго соблюдать регламенты обслуживания и сроки замены каждого элемента оборудования. При этом на стадии эксплуатации процесс информаци-

онного моделирования продолжается, так как в модель вносится та информация, которая не требовалась при проектировании и строительстве.

Заключение. Несмотря на достаточно трудоемкую работу по формированию системы организации использования BIM-технологий, их внедрение связывают в основном с процессом проектирования. К сожалению, информационное управление объектами не является основным вектором данных процессов в Республике Беларусь. Теряется основная цель – это создание «живой» модели здания, способной к трансформации при переходе от одной стадии жизненного цикла объекта к другой.

Список цитированных источников

1. The Business Value of BIM in North America: Multi-Year Trend Analysis and User Ratings (2007–2012) / SmartMarket Report. – McGraw-Hill Construction, 2012. – 68 p.
2. The Business Value of BIM for Infrastructure 2017 / SmartMarket Report. – Dodge Data & Analytics, 2017. – 68 p.
3. Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения: ТКП 45.1.02-298-2014*. – Введ. 20.07.2014. – Минск : Минстройархитектуры, 2017. – 52 с.
4. 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.
5. Здания и сооружения. Классификация. Основные положения: СТБ 2331-2014. – Введ. 01.04.2014. – Минск : Минстройархитектуры, 2014. – 7 с.
6. О некоторых вопросах аттестации юридических лиц, индивидуальных предпринимателей, осуществляющих отдельные виды архитектурной, градостроительной, строительной деятельности: пост. Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2 мая 2014 г., № 25 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2014. – № 8/28693.
7. Строительство. Проектная документация. Состав и содержание: ТКП 45-1.02-295-2014*. – Введ. 01.04.2014. – Минск : Минстройархитектуры, 2016. – С. 4.
8. Методические указания о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом: НЗТ 8.01.00-2014. – Введ. 01.07.2014. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2014. – С. 11.
9. Об утверждении образовательных стандартов переподготовки руководящих работников и специалистов : пост. Министерства образования Респ. Беларусь, 12 авг. 2015 г., № 101 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2015. – № 8/30217.
10. Переподготовка специалистов с высшим техническим образованием / Сайт МИПК и ПК [Электронный ресурс]. – Режим доступа : mipk.by/perepodgotovka.html. – Дата доступа : 06.03.2018.
11. О курсе обучения Autodesk Revit / Сайт МИПК и ПК [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://mipk.by/autodesk-revit>. – Дата доступа : 06.03.2018.
12. 12-дневный учебный марафон в Китае / Республиканская строительная газета. – 2018. – 15 февр. – С. 4-5.
13. Касель, А. Строй, комплекс! «Р» увидела новую программу, которая позволяет экономить миллионы на строительстве / А. Касель // Портал «Беларусь Сегодня» [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <https://www.sb.by/articles/stroy-kompleks.html>. – Дата доступа : 02.03.2017.
14. Талапов, В. В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий / В. В. Талапов. – Москва : ДМК Пресс, 2011. – 392 с.
15. Тарасевич, Е. И. Управление эксплуатацией недвижимости / Е. И. Тарасевич. – Санкт-Петербург : Издательство «МКС», 2006. – 838 с.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ БЕСФАСОНОЧНЫХ УЗЛОВ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБ ПО ТКП EN 1993-1-8

Шурин А. Б., Мухин А. В., Шалобыта Н. Н., Макаревич Е. В.

Annotation: *The purpose of this work is to research the actual work of the joints of trusses from cold formed welded structural hollow sections with the included angle between brace member and the chord of 25 degrees. This study is relevant, because the calculation procedure of the joints without gusset plate according to SNiP II-23 and EN 1993-1-8 doesn't cover cases with angles between brace member and the chord less than 30 degrees.*

Research of the joints of cold formed welded structural hollow sections at angles between brace member and the chord less than 30 degrees according to SNIP II-23 and EN 1993-1-8 have not been carried out, therefore this work will be able to expand the field of application of these joints in the structural steel design.

Аннотация: *Целью настоящей работы является исследование действительной работы узлов ферм из гнутосварных труб с углом наклона решётки к поясу 25 градусов. Данное исследование является актуальным, т.к. методика расчета бесфасоночных узлов по СНиП II-23 и ТКП EN 1993-1-8 не охватывает случаи с углами наклона решетки к поясу менее 30 градусов.*

Исследования узлов ферм из гнуто-сварных труб при углах наклона решётки к поясу меньше 30 градусов по СНиП II-23 и ТКП EN 1993-1-8 не проводились, поэтому данная работа сможет расширить область применения данных узлов в проектировании металлоконструкций.

Введение. История применения стальных ферм составляет несколько сотен лет. Практика строительства показала, что наиболее экономичны стальные сварные фермы из круглых, затем из прямоугольных труб, получаемых методом холодного деформирования на специальных поточных линиях. Подобная линия фирмы «Маннесман» существует в Республике Беларусь в г. Молодечно, где с 1978 года осуществляется как выпуск профилей стальных замкнутых гнутых сварных квадратных и прямоугольных (ГОСТ 30245), так и ферм из соответствующих профилей.

В настоящее время проектирование ферм из прямоугольных труб осуществляется многими проектными организациями Республики Беларусь в соответствии с требованиями, приведенными в [1, 2 и 4], которые содержат ряд ограничений, приведенных в таблице 1. Анализ конструирования зданий с такими фермы показывает, что в ряде случаев существуют отклонения от действующих норм [1, 2 и 4] при их проектировании, большинство из которых связано с углами наклона стержней решетки в узлах, сварными соединениями, монтажными узлами.

В строительной практике встречаются случаи применения ферм с бесфасоночными узлами из прямоугольных труб с углами сопряжения стержней в пределах 25...30 градусов, что связано с углами наклона кровель, определяемыми кровельными материалами и минимизацией отапливаемого строительного объема.

Таблица 1 – Область применения стержней ферм из прямоугольных труб по СНиП II-23-81* и ТКП EN 1993-1-8

Нормируемый параметр	СНиП II-23-81*	ТКП EN 1993-1-8
Минимальная толщина стенки стержней фермы, мм	3	2,5
Максимальная толщина стенки стержней фермы, мм	12 (по ГОСТ 30243-2003)	25 (ограничивается EN 10219-2:1997)
Отношение ширины раскоса к ширине пояса	0,6-0,9	0,25-1,0
Минимальный угол наклона раскосов, град	38°	30°
Применяемый класс стали	C255, C345	Стали с $f_y \leq 460$ МПа
Требования к профилям	нет	Должны соответствовать EN 10210 или EN 10219
Требования по химическому составу	нет	C=(0,09-0,15)%; P до 0,04%; S до 0,05%
Требования к раскислению	нет	Al \geq 0,02%
Дополнительные требования	нет	Класс сечения 1 или 2

Анализ области применения стержней ферм из прямоугольных труб при использовании СНиП II-23 [1, 2] и ТКП EN 1993-1-8 [4] позволил установить, что минимальный угол наклона решетки к поясу в У- или К-образных узловых соединениях ограничивается 30° (таблица 1). Поэтому целью данной работы является оценка напряженно-деформированного состояния У-образных узлов стропильных ферм, при углах наклона решётки к поясу до 30 градусов.

Работа под нагрузкой ферм из прямоугольных труб с бесфасоночными узлами определяется в существенной степени напряженно-деформированным состоянием их узловых соединений.

Следует отметить, что расчет узлов из прямоугольных труб в соответствии с требованиями СНиП II-23, приведенными в [2], следует производить на:

- *продавливание (вырывание) участка стенки пояса, контактирующей с элементом решетки;*
- *несущую способность участка боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) в месте примыкания сжатого элемента решетки;*
- *несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу;*
- *прочность сварных швов прикрепления элемента решетки к поясу [1, 2].*

Расчет таких же узлов по методике, изложенной в ТКП EN 1993-1-8 [4], производится:

- *отказ лицевой поверхности пояса (отказ вследствие пластического разрушения лицевой поверхности пояса) или пластификация пояса (отказ вследствие пластического разрушения поперечного сечения пояса);*
- *отказ боковой поверхности пояса (или отказ стенки пояса) из-за раздавливания, пластификации или неустойчивого состояния (выгиб или потеря устойчивости боковой поверхности пояса из замкнутого профиля или стенки пояса) в месте примыкания сжатого стержня решетки;*
- *сдвиг (срез) сечения пояса;*

- *вырывание поверхности пояса* (отказ из-за возникновения трещины, инициирующей отрыв стержня решетки от пояса);
- *потеря местной устойчивости стержня решетки* [4].

Приведенные в [4] виды предельных состояний, из которых только некоторые определяются расчетами, основанными на экспериментальных исследованиях, соотносенными с аппроксимационными методами предельного равновесия или еще более упрощенными моделями.

Таким образом, ТКП EN 1993-1-8 [4] содержит больше вариантов разрушения узлов из прямоугольных труб, однако не по всем схемам разрушения приведены соответствующие формулы расчета. В частности, в ТКП EN 1993-1-8 расчет прочности сварных швов, прикрепляющих стержни решетки к поясам, не производится, т. к. стыковые сварные швы считаются равнопрочными.

Еще одной особенностью ТКП EN 1993-1-8 [4] является наличие пространственных бесфасоночных узлов типа КК, ТТ и ХХ.

Поэтому в работе рассмотрены особенности напряженно-деформированными состояния У-образных узлов с соответствующими углами.

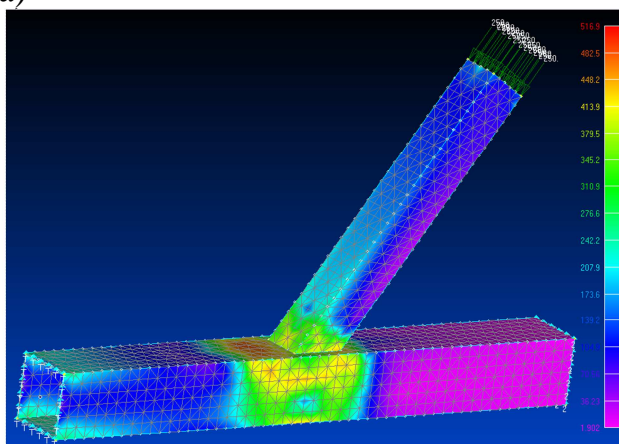
Исследования работы У-образных узлов проводили с использованием численного моделирования. В качестве критерия оценки сложного напряженно-деформированного состояния принимаем эквивалентные напряжения по энергетической теории Губера-Мизеса-Генки ($\sigma_{\text{экв}}$) и значения упругих и упруго-пластических деформаций.

Были разработаны конечно-элементные модели без учета и с учетом детализации закругления (рисунок 1). Численное исследование узлов из ГСП производилось при параметрах, приведенных в таблице 2.

Таблица 2 – Параметры исследуемых узлов

Элемент узла	Сечение, мм	Толщина стенки, мм	Материал	Угол наклона раскоса к поясу	Усилие N_{Ed} , кН	
					Сжатие	Растяжение
Раскос	80x80	3-5	C255	25°	180	225
Пояс	120x120	5	C255		450	550

а)



б)

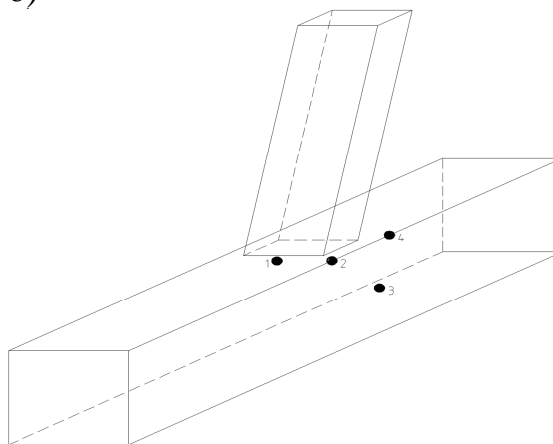
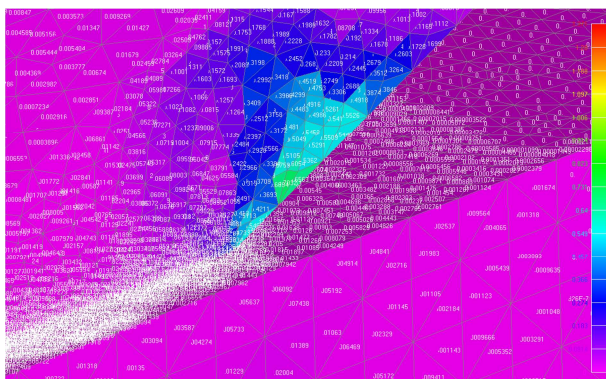


Рисунок 1 – Общий вид КЭ модели узла (а) и схема расположения исследуемых точек в узле (б)

В результате исследований можно сформулировать следующие выводы:

1. Установлено, что расчёт и конструирование узлов ферм из гнуто-сварных труб при углах наклона решётки к поясу до 38 градусов по СНиП II-23-81* и до 30 градусов ТКП EN 1993-1-8 не производится. Данная тема является актуальной и нуждается в дальнейшей разработке.

а)



б)

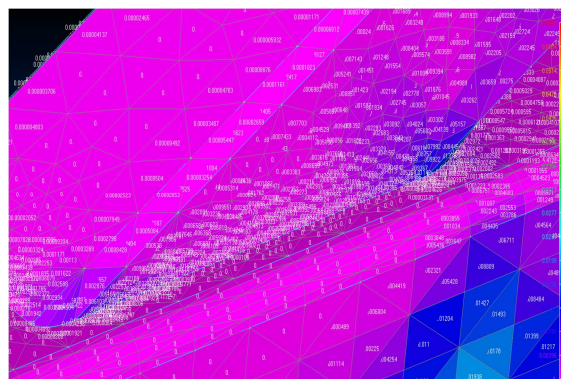


Рисунок 2 – Схема узла с отображением пластических деформаций при осевой сжимающей нагрузке в раскосе 180 кН и осевой растягивающей нагрузке в поясе 559 кН без детализации закругления профиля (а) и с детализацией (б)

2. При разработке КЭ-модели Y-образного узлового соединения детализация закругления профилей раскоса и пояса приводит к уточнению численных значений напряжённо-деформированного состояния в месте их стыка до 20%.

3. Увеличение толщины раскоса с 3 мм до 5 мм привело к увеличению эквивалентных напряжений в характерных точках узла (рисунок 2б). Так же увеличение толщины раскоса при сжатии в раскосе и растяжении в поясе привело к изменению деформированной схемы. Если при 4 мм узел разрушился вследствие потери местной устойчивости стенки раскоса, в то время как узел с раскосом толщиной 5 мм – вследствие продавливания пояса. В узлах с растяжением раскоса и сжатием пояса, увеличение толщины раскоса, не привело к изменению деформированной схемы узла. В данном случае узел разрушился от потери местной устойчивости стенки пояса.

Список цитированных источников

1. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – Москва : Госстрой СССР: ЦНИТП, 1990. – 96 с.

2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – Москва : ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, 1989. – 214 с.

3. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций Ч. 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-1-2009*. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2015. – 88 с.

4. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций Ч. 1-8. Расчет соединений : ТКП EN 1993-1-8-2014. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 128 с.

К ПРИМЕНЕНИЮ ЧАСТОРЕБРИСТЫХ ПЛИТ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА МІС В ПОКРЫТИЯХ ЖИЛЫХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Уласевич В. П., Сидорук А. В.

Аннотация

Приведена краткая характеристика цилиндрических часторебристых сводов-оболочек из стальных тонкостенных холодноформованных профилей (СТХП). Изложена особенность технологии их изготовления на мобильных комплексах автоматических строительных машин (АСМ) корпорации МІС Industries Inc (США) в виде плоских и арочных СТХП типа МІС-120 и МІС-240 для строительства бескаркасных арочных зданий.

Изложена постановка задач для обоснования возможности и эффективности применения часторебристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240 в конструктивных схемах покрытий жилых и производственных зданий. Указано, что для обоснования эффективности их применения необходимо осуществить широкомасштабные теоретические и экспериментальные исследования, позволяющие осуществить поиск эффективных конструктивных схем, а также разработать методику оценки НДС их расчетных моделей. Показана целесообразность применения прямолинейных часторебристых плит из СТХП в конструктивных схемах покрытий жилых и производственных зданий.

Введение. Капитальное строительство гражданских и промышленных зданий чаще всего сопровождается существенными материальными и временными затратами, необходимыми для их возведения. Опыт строительства зданий и анализ выполненных работ по обследованию несущих конструкций зданий указывает на то, что общие их затраты в условиях длительной эксплуатации существенно зависят от затрат на покрытие и кровлю. Так, по данным [1], при усредненном сроке службы фундаментов, каменных стен и железобетонных перекрытий в 150 лет, кровля из рулонных материалов в 2÷3 слоя может эксплуатироваться без ремонта не более 12 лет.

В настоящее время в строительстве во многих странах мира получили широкое распространение цилиндрические часторебристые своды-оболочки из стальных тонкостенных холодноформованных профилей (СТХП). Этому способствовали автоматизированные технологии, разработанные в настоящее время рядом зарубежных фирм для изготовления СТХП из рулонной тонколистовой оцинкованной стали, предназначенных для строительства бескаркасных арочных зданий. Мировым лидером здесь является корпорация МІС Industries Inc (США) с ее производством мобильных комплексов автоматических строительных машин (АСМ), позволяющих готовить СТХП в две стадии: на первой – изготавливается прямолинейный профиль; на второй – прямолинейный профиль изгибается по заданному радиусу кривизны [2], [3]. Особенность профилей МІС, отличающая их от традиционных профилированных настилов, – наличие фальцевых кромок, позволяющих соединять профили между собой по длине закаткой фальцевого замка в часторебристую свод-оболочку или плиту с

помощью забортовочной машины, входящей в комплект АСМ, и технология их изготовления непосредственно на строительной площадке на специальном технологическом оборудовании (рисунок 1).

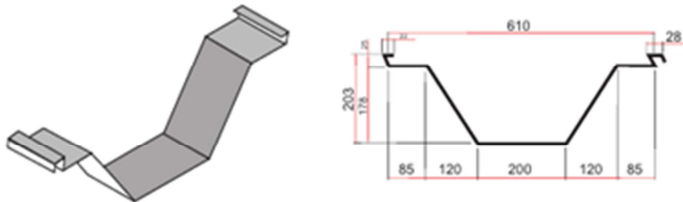
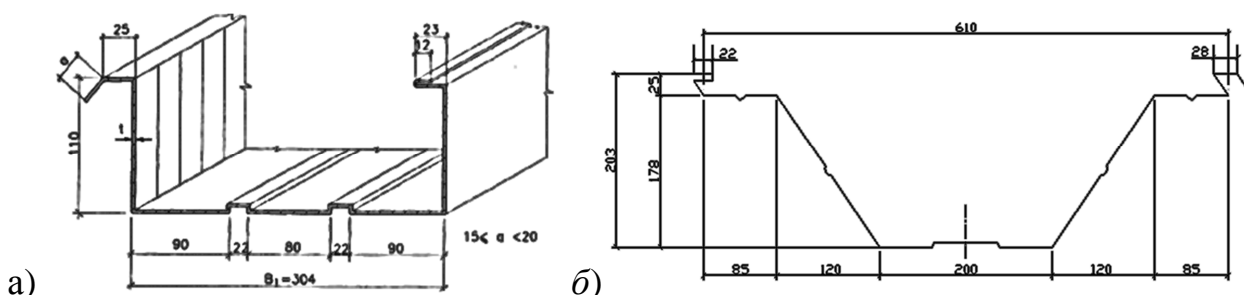
Профиль	
Ширина законченной панели	60 см
Наименьший пролет	15 м
Наибольший пролет	36 м
Ширина стальной полосы	от 90,80 см до 91,44 см
Толщина стали	от 0,737 до 1,524 мм

Рисунок 1 – К изготовлению СТХП типа МІС-240 из листовой стали

Оборудование и технологии МІС разрабатывались для строительства бескаркасных арочных зданий и первоначально получили распространение в армии США для строительства всевозможных укрытий в виде бескаркасных арочных зданий, но в последующем стали широко использоваться почти во всех отраслях народного хозяйства в качестве построек всевозможного производственного и сельскохозяйственного назначения.

Корпорацией МІС были разработаны и до настоящего времени успешно используются два типа СТХП: корытообразный профиль МІС-120 и трапецидальный МІС-240 (рисунок 2) прямолинейного и криволинейного очертания.



а) профиль МІС-120; б) профиль МІС-240

Рисунок 2 – Схема сечений прямолинейных СТХП типа МІС

Эффективность и надежность их настолько обоснована и подтверждена практикой строительства, что в РФ, КНР и других странах создано оборудование в виде аналогов АСМ, позволяющее изготавливать профили типа МІС [4,] [5], [6]. Постоянно совершенствуются методы оценки их напряженно-деформированного состояния (НДС).

Профили типа МІС в покрытиях зданий. Широкое применение СТХП типа МІС в строительстве бескаркасных арочных зданий получили благодаря

ряду преимуществ в сравнении с другими строительными конструкциями и технологиями. Важнейшие из них:

- высокие темпы строительства и достаточно низкая себестоимость;
- изготовление и монтаж непосредственно на стройплощадке;
- высокая несущая способность бескаркасного часторебристого арочного свода;
- совмещение несущих и ограждающих функций арочного свода;
- низкая стоимость фундамента под бескаркасное здание;
- повышенная долговечность в процессе эксплуатации (40 ÷ 50 лет).

Указанные преимущества стимулировали проектировщиков обратить внимание на возможность применения технологии строительства бескаркасных зданий из СТХП в строительстве покрытий традиционных жилых и производственных зданий.

Однако применение арочных часторебристых сводов из СТХП (в том числе и из профилей типа МІС) в покрытиях зданий требует учета своих особенностей их работы:

– для покрытий зданий применяют пологие часторебристые своды из СТХП с отношением стрелы подъема f к пролету l в пределах $f/l=(1/8 \div 1/12)$, что повышает их деформативность, порождающую геометрическую нелинейность в статической работе свода;

– пологость арочного свода порождает значительную величину распора (горизонтальной составляющей опорной реакции), воспринять который на высоте здания достаточно сложно в сравнении с передачей его на фундамент бескаркасного арочного здания.

Для оценки надежности таких конструкций предлагается использовать *деформационный метод расчета его стержневой модели*, включающий в себя геометрически нелинейную модель статического расчета и расчетную модель сопротивления поперечного сечения [7], реализованного в компьютерной программе. Возможность применения его показана нами в [8], [10] благодаря численным исследованиям сложных нелинейных конечно-элементных моделей арочных часторебристых сводов, выполненных в среде программного комплекса MSC.NASTRAN. Результаты их анализа позволили установить величины сдвиговой жесткости свода, учет которых дает возможность облегчить восприятие распора в виде сплошной нагрузки участками опорных конструкций покрытия между закрепленными точками (путем установки затяжек, креплением к перекрытию или другими конструктивными способами) [9].

Часторебристые СТХП типа МІС в покрытиях зданий. Часторебристые плиты из прямолинейных СТХП типа МІС-120 и МІС-240 изготавливаются на мобильных комплексах автоматических строительных машин (АСМ) корпорации МІС Industries Inc (США) как промежуточная продукция, из которой в последующем изготавливаются арочные профили для монтажа их в бескаркасные часторебристые арочные здания. В покрытиях зданий бескаркасные арочные профили нашли свое применение как конструктивная форма в виде пологих часторебристых сводов-оболочек. При этом, прямолинейные часторебристые СТХП используются главным образом для устройства торцовых стен арочных зданий. Из них монтируется сплошная самонесущая часторебристая плита на

всю ширину торца здания, способная не только воспринимать расчетное воздействие ветровой нагрузки, но и выполнять ограждающие функции от атмосферных воздействий в виде дождя и снега.

В этой связи представляет научный интерес поиск конструктивных схем покрытий с использованием часторребристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240 в качестве конструкций покрытий и кровли, совмещающих в себе несущие и ограждающие функции.

Сказанное позволяет считать, что для оценки возможности и эффективности применения в конструктивных схемах покрытий зданий часторребристых плит из СТХП необходимо решить следующие задачи:

- выполнить поиск и исследовать расчетные модели НДС конструктивных схем покрытий с использованием часторребристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240 толщиной профиля в пределах $0.6 \div 1.5$ мм;

- разработать ряд конструктивных схем с использованием часторребристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240, наиболее целесообразных для применения в покрытиях гражданских и производственных зданий с учетом их соединения с опорными конструкциями несущих стен или каркаса здания;

- разработать конечно-элементные модели для часторребристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240 и выполнить их расчет с использованием вычислительного комплекса MSC.NASTRAN с целью оценки эффективности их сдвиговой жесткости и повышенной деформативности, методика которой апробирована в [8];

- показать целесообразность и возможность оценки НДС часторребристых плит из СТХП типа МІС-120 и МІС-240, используемых в конструктивных схемах покрытиях жилых и производственных зданий, методом расчета их расчетных моделей, построенном на теории деформационного расчета однопоясных распорных систем из гибких стержней [7] и методике оценки их напряженно-деформированного состояния по Еврокоду 3, возможность применения которого показана в [9], [10].

Результаты некоторых задач из перечисленного перечня решены и будут изложены в докладе на конференции. Однако в целом для решения всего перечня поставленных задач предстоит большой объем теоретических и экспериментальных исследований.

В случае успешного решения всех указанных выше задач открывается возможность разработать деформационный метод оценки НДС конструктивных схем покрытий повышенной деформативности с использованием часторребристых плит из СТХП, рассматривая их как прямолинейные распорные системы из гибких стержней с учетом проявления ими в деформированном равновесном состоянии геометрической нелинейности, а также возможности потери ими общей и местной устойчивости тонкостенных сечений.

Заключение. В статье показана перспективность теоретических и экспериментальных исследований, направленных на разработку конструктивных схем покрытий жилых и производственных зданий с использованием часторребристых стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) для покрытий жилых и производственных зданий, способных совмещать в себе несущие и ограждающие функции. Показаны задачи, которые должны быть при этом решены, намечены пути и методики для их решения.

Список цитированных источников

1. Рогонский, В. А. Эксплуатационная надежность зданий / В. А. Рогонский [и др.] – Ленинград : Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983. – 280 с.
2. Evaluation of K-Span as a Rapidly Erectable Lightweight Mobilization Structure. Construction Engineering / US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory; D. Briassoulis, A. Kao, S. Sweeney. – Champaign, 1991. – 64 p. – TR M-91/06.
3. M.I.C. Industries [Electronic resource]. – 2014. – Mode of access: <http://www.micindustries.com/>. – Date of access: 09.12.2015.
4. Оборудование для бескаркасного арочного строительства «СФЕРА» компании «Ажур-сталь». – [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа: <http://www.azhurstal.ru/>. – Дата доступа: 10.11.2011.
5. Строительство бескаркасных арочных сооружений на оборудовании «Радуга МБС». – [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа: <http://www.raduga-mbc.ru/>. – Дата доступа: 21.11.2011.
6. Мобильный профилегибочный комплекс для профессионального производства бескаркасных арочных конструкций «Арка - 610». – [Электронный ресурс]. – 2014. – Режим доступа: <http://arkarussia.ru/pdf/Catalog.pdf>. – Дата доступа: 15.08.2014.
7. Уласевич, В. П. Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.02.03 / В. П. Уласевич. – Москва : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1984. – 24 с.
8. Сидорук, А. В. Численные исследования работы на сдвиг пологих сводов из стальных тонкостенных холодногнутых профилей типа МІС / А. В. Сидорук, В. П. Уласевич // Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства: сборник научн. Статей. – Гродно : ГрГУ им. Я.Купалы, 2016. – С. 59–64.
9. 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. 66–73.
10. Уласевич, В. П. К оценке деформационной модели расчета пологих арочных сводов-оболочек из стальных тонкостенных профилей типа МІС / В. П. Уласевич, Д. А. Жданов, А. В. Сидорук // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением САПР : сборник статей Международной научно-технической конференции, Брест, 30-31 марта 2017 г. / БрГТУ; редкол.: Семенюк С.М. [и др.]. – Брест, 2017. – С. 161–168.

Содержание

<i>Баранчик А. В., Баранчик В. Г.</i> МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРОЧНОСТИ ТРЕХСЛОЙНЫХ СЭНДВИЧ-ПАНЕЛЕЙ С ДЕФЕКТАМИ	3
<i>Бочарова Н. В., Уласевич В. П.</i> ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ	7
<i>Верёвка Ф. А., Мартынов Ю. С., Надольский В. В.</i> СОЧЕТАНИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1990	16
<i>Глушко К. К.</i> ПОТЕРЯ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ С ЖЁСТКИМИ УЗЛАМИ	24
<i>Глушко К. К.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СТЕРЖНЕВЫХ МНОГОГРАННИКОВ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ	33
<i>Демчук И. Е.</i> ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПОПЕРЕК ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСТВОРНЫХ ШВОВ	42
<i>Клебанюк Д. Н., Пойта П. С., Шведовский П. В.</i> ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА ВАРИАНТОВ ОПТИМИЗАЦИИ ФАКТОРОВ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ МЕТОДАМИ ИНТЕНСИВНОГО УДАРНОГО УПЛОТНЕНИЯ	50
<i>Курлапов Д. В., Волос И. Н., Терещенко Р. В.</i> ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЙ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ В УЧЕБНОЙ ПРОЦЕССЕ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРОВ	59
<i>Курлапов Д. В., Дудурич Б. Б., Шок П. В., Грищук А. П.</i> МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ДРУГИЕ ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	64
<i>Лагун Ю. И., Згировский А. И.</i> ПРОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ И АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ МАЧТ ОСВЕЩЕНИЯ	68

<i>Ладных И.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УГЛЕРОДВОЛОКОННОЙ ОБОЙМОЙ	76
<i>Ладных И.</i> ПРОБЛЕМЫ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ С СОТОВЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ	81
<i>Лазарук А. А., Кофанов В. А., Тюшкевич Т. Н.</i> ПОДБОР СТРЕЛОВЫХ САМОХОДНЫХ КРАНОВ ПО ТЕХНИЧЕСКИМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ НА БАЗЕ MATHCAD APPLICATION SERVER	85
<i>Манаенков И. К., Тамразян А. Г.</i> НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАТИВНОСТИ СЖАТОЙ ЗОНЫ, УСИЛЕННОЙ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ	90
<i>Надольский В. В., Тур А. В., Конашков А. О.</i> ПРОБЛЕМЫ РЕАЛИЗАЦИИ СТРАТЕГИИ ЛОКАЛИЗАЦИИ РАЗРУШЕНИЯ ВСЛЕДСТВИЕ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К СТАЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ	99
<i>Надольский В. В., Бояринцева Е. С.</i> ЕВРОПЕЙСКАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТРУБ	109
<i>Срывкина Л. Г., Кисель Е. И.</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПОДХОДОВ К ВНЕДРЕНИЮ ВИМ-ТЕХНОЛОГИЙ В КОНТЕКСТЕ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ	114
<i>Шурин А. Б., Мухин А. В., Шалобыта Н. Н., Макаревич Е. В.</i> ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ БЕСФАСОНОЧНЫХ УЗЛОВ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБ ПО ТКП EN 1993-1-8	123
<i>Уласевич В. П., Сидорук А. В.</i> К ПРИМЕНЕНИЮ ЧАСТОРЕБРИСТЫХ ПЛИТ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА МС В ПОКРЫТИЯХ ЖИЛЫХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ	127

Научное издание

*Сборник статей II 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»**

29-30 марта 2018 года

Ответственный за выпуск: Шурин А.Б.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная вёрстка: Романюк И.Н., Соколюк А.П.

Корректор: Никитчик Е.В.

ISBN 978-985-493-419-8



Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.

Подписано в печать 23.03.2018 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.

Бумага «Performer». Гарнитура «Times New Roman».

Усл. печ. л. 7,54. Уч.-изд. л. 8,375. Заказ № 386.

Тираж 40 экз. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный технический
университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

