

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
УКРАИНЫ**

**ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

**СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ**

№ 20

ОДЕССА 2016

ISSN: 972-966-8169-35-9
ББК 38.54/38.55
УДК 624.011.1/014.2 (066)

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ
«Современные строительные конструкции
из металла и древесины»

ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2016, – 176

В сборнике представлены труды ведущих ученых, проводящих теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций из металла и древесины

Сборник предназначен для научных работников и специалистов строительной индустрии, занимающихся исследованием, конструированием и возведением зданий и сооружений из металла и древесины

Сборник издается согласно Постановления Президиума ВАК Украины (от 08.09.1999г) как издание рекомендуемое для публикаций материалов соискателей кандидатских и докторских диссертаций.

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф. В.В. Стоянов (председатель);
д.т.н., проф. Д. Даков;
д.т.н., проф. Г.И. Белый;
д.т.н., проф. С.Б. Турковский;
д.т.н., проф. В.Н. Выровой;
д.т.н., проф. С.Ф. Пичугин;
д.т.н., с.н.с. А.Я. Найчук;
д.т.н., проф. Ч. Медзяловский;
д.т.н., проф. И.С. В.И. Жаданов;
д.т.н., проф. А.В. Давиденко;

Печатается по решению
Ученого Совета ОГАСА

© Одесская государственная академия
строительства и архитектуры
(ОГАСА), 2016

СОДЕРЖАНИЕ

Богза В.Г., Норинский О.И. НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ МЕТАЛЕВОГО СИЛОСУ	3
Буйских Н.В., Красухина Л.П. ВЛИЯНИЕ СУЧКОВ НА МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ СОСНЫ	9
Волкова В.Е., Смолий И.С. ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВЫХ РЕЖИМОВ ВЫНУЖДЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ СТАЛЬНЫХ БАЛОК	14
Гилодо А.Ю., Сингаевский П.М. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ	20
Головач В.М., Баранова О.С. АНАЛІЗ КОРЕЛЯЦІЇ ПАРАМЕТРІВ ВИХІДНОГО СИГНАЛУ УДАРНО-АКУСТИЧНОГО ТА УЛЬТРАЗВУКОВОГО МЕТОДІВ ДЕФЕКТОСКОПІЇ ФАНЕРИ	27
Гудзь С.А. НЕУЗГОДЖЕНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ЗГІНАЛЬНО- КРУТИЛЬНОЮ ФОРМОЮ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ	32
Дзюба С.В., Михайлов А.А. ВЛИЯНИЕ ТЕРМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОПЛАСТИКАМИ	39
Жаданов В.И., Руднев И.В., Рожков А.В., Соболев М.М. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ НА ВЫДЕРГИВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ПЛАСТИН, ВКЛЕЕННЫХ В ДРЕВЕСИНУ	51
Золотков А.С. РАСЧЕТ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ НАГРУЗКЕ ПО ТРЕБОВАНИЯМ МОЛДАВСКИХ НОРМ	56

Инжутов И.С., Рожков А.Ф., Аркаев М.А.	
ВОССТАНОВЛЕНИЕ ДЕФОРМАТИВНО-ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОМОЩИ ВИТЫХ КРЕСТООБРАЗНЫХ СВЯЗЕЙ	67
Королёв В.П., Магунова Н.Г., Годун Т.Н.	
ОЦЕНКА СООТВЕТСТВИЯ МЕР ПО ЗАЩИТЕ ОТ КОРРОЗИИ ТРЕБОВАНИЯМ НАДЕЖНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	72
Купченко Ю.В.	
ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В УКРАИНЕ	81
Михайлов А.А., Михайлова Н.А., Михайлов А.А.	
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ СТРОЯЩИХСЯ В СЕЙСМИЧЕСКИ ОПАСНЫХ РАЙОНАХ	85
Найчук А.Я., Маркечко Е.В.	
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ ВВИНЧИВАНИИ ВИНТА ПОПЕРЕК ВОЛОКОН	90
Пінчевська О.О., Воробьева И.А., Красухина Л.П.	
ОЦЕНКА ПРЕПАРАТОВ ЗАЩИТНОЙ ОБРАБОТКИ ДРЕВЕСИНЫ	96
Рощина С.И., Лисятников М.С., Максименко М.О., Стрекалкин А.А.	
ПРЕДПОСЫЛКИ К ИССЛЕДОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ С КОМПОЗИТНЫМИ РАСКОСАМИ И ПОЯСАМИ	101
Рощина С.И., Грибанов А.С., Модин А.К., Сергеева А.Н.	
ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ТРЕУГОЛЬНЫХ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ, АРМИРОВАННЫМ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ	105
Рощина С.И., Лукина А.В., Попова М.В., Нармания Н.Э.	
ИССЛЕДОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ ИМРЕГНИРОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНОЙ КОМПОЗИЦИЕЙ	111

Сергеев М.С., Лукин М.В., Кудрявцева А.А., Сидоров С.А.	
ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТЕЙ СОВРЕМЕННЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ ДЛЯ РАСЧЁТОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	116
Сіянов О.І.	
ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУЮВАННЯ ПОКРИТТЯ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»	122
Столповский Г.А., Жаданов В.И., Потехенченко Н.В.	
ТЕПЛОВИЗИОННОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ НА ТЕРРИТОРИИ ОГУ. МЕТОДЫ ИХ ТЕПЛОВОЙ ЗАЩИТЫ	126
Стороженко Л.І., Авраменко Ю.О., Семко П.О.	
РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ З ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМИ ДАННИМИ	134
Стоянов В.В., Жгаллі.Ш., Стоянов В.О	
ГІПЕРБОЛІЧНИЙ ПАРАБОЛОІД З АСИМПТОТИЧЕСКИХ І ПАРАБОЛІЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	141
Стоянов В.В., Коршак О.М., Бойко А.В., Чучмай С.М.	
СЕТЧАТЫЕ СВОДЫ С КОСЯКАМИ ИЗ ДВУТАВРОВЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК	154
Стоянов В.О.	
МАССИВНЫЕ КДК - НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ИХ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РЕКОНСТРУКЦИИ	161
Щербакова А.Н., Грязнов М.В.	
ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ДИСКОВЫХ РАМ	165
СОДЕРЖАНИЕ	173

НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ МЕТАЛЕВОГО СИЛОСУ

В.Г. Боза, кандидат технических наук

О.І. Норинський, асистент

Миколаївський національний аграрний університет

У статті розглядаються результати натурних випробувань металевого силосу..

Ключові слова: силос, пружно-деформований стан, несуча здатність

Вступ

Для визначення експлуатаційних властивостей конструкцій силосу - міцності та стійкості, була застосована випробувальна схема, яка проста при виготовленні і потребує менше трудомісткості та енерговитрат при випробуванні.

Основні етапи випробувань силосу включали до себе такі наступні технологічні кроки:

- установка вимірювальних пристроїв (тензодатчики опору, прогиноміри) на циліндричній та конічній частинах силосу;
- попереднє навантаження на величину 10% від розрахункового для вибірки зазорів в з'єднаннях;
- перевірна тарування вимірювальних пристроїв та підтяжка болтів кріплення кронштейнів к силосу.

1. Мета

Основна мета і завдання досліджень – монтаж експериментального тонкостінного силосу, установка навантажувальних пристроїв і, в подальшому, підготовка і проведення випробувань силосу з метою визначення його несучої здатності. Особливість виконаного експерименту це визначити можливі відхилення пружно-деформованого стану конструкцій силосу від дії розрахункових навантажень, навантажень при проведенні випробувань і експлуатаційних навантажень.

2. Методика проведення експерименту

При виготовленні експериментального металевого без каркасного силосу використовувалися оцинковані хвильові металеві листи, які встановлювались вертикально. Потім монтувались горизонтальні

пояси, які розташовувались на змінних відстанях від низу циліндричної частини силосу (згідно діючих навантажень). Вони виготовлялися з металевих профільних труб 40х40 мм, які за допомогою болтів кріпилися до хвильової обшивки силосу. Окремі елементи (листи) з'єднувались між собою за допомогою болтів та герметизуючих шайб. Зварювання окремих елементів силосу при монтажі не передбачено.

З точки зору експлуатаційних властивостей, а точніше міцності, довговічності та стійкості, застосована конструктивна схема, яка ще і значно проста при виготовленні і потребує менше трудомісткості та енерговитрат.

Для визначення відповідності геометричних параметрів елементів, які застосовані для збірки силосу, був побудований стенд. По результатам збірки силосу одержані дійсні відхилення геометричних параметрів. Деформації елементів вимірювались за допомогою теодоліту.

Відповідно з поставленою задачею були виконані перевірочні розрахунки силосу з урахуванням дійсних геометричних параметрів.

Монтаж універсального металевого без каркасного силосу для проведення випробувань виконувався згідно технології відпрацьованій на першому етапі - по елементна збірка на землі і встановлення зібраного силосу на випробувальну раму. Потім встановлювались навантажуючі пристрої, які розташовувались на рівних відстанях по низу циліндричної частини силосу згідно схеми навантаження (рис. 1). Вони виготовлялися з металевих профільних труб 80х80х5 мм і за допомогою кронштейнів кріпилися до хвильової обшивки силосу.

Для визначення експлуатаційних властивостей конструкцій силосу - міцності та стійкості, застосована випробувальна схема, яка проста при виготовленні і потребує менше трудомісткості та енерговитрат при випробуванні.

Основні етапи випробувань силосу включають до себе наступні технологічні кроки:

1. встановлювались вимірювальні пристрої (тензодатчики опору, прогиноміри) на циліндричній та конічній частинах силосу;
2. виконувалось попереднє навантаження на величину 10% від розрахункового для вибірки зазорів в з'єднаннях;
3. виконувалась перевірочна тарування вимірювальних пристроїв та підтяжка болтів кріплення кронштейнів к силосу.

Відповідно з поставленою задачею були виконані перевірочні розрахунки силосу з урахуванням дійсних геометричних параметрів.

Розрахункова схема силосу була змодельована із окремих кінцевих оболонкових та стержневих елементів.

Загальна кількість вузлів у розрахунковій схемі дорівнює 12760, а кількість кінцевих елементів – 11458. Такий розподіл достатній для задовільної точності розрахунку, тобто розглянута модель буде найбільш відповідати дійсний.

Відповідно з поставленою задачею збір навантаження виконувався згідно рекомендацій [1-8].

Особливість цього розрахунку це визначити можливі відхилення пружно-деформованого стану конструкції силосу від дії розрахункових навантажень, навантажень при проведенні випробувань і експлуатаційних навантажень.

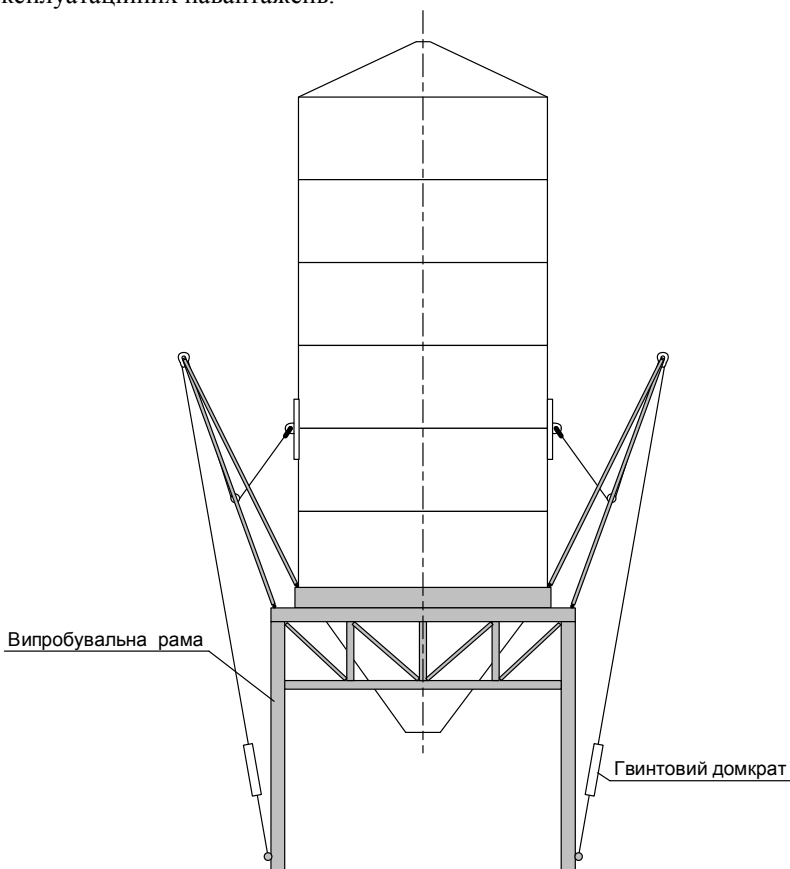


Рисунок. 1. Схема установки навантажувальних пристроїв

По даним виконаного розрахунку можна зробити попередній висновок, що напруги в елементах силосу не перевищують значення розрахункового опору матеріалу.

Циліндрична поверхня силосу в робочій стадії знаходиться у напруженому стані розтягу, завдяки чому значно підвищується міцність системи. Зона контакту циліндричної та конусної частин, як показали теоретичні розрахунки, має значно більшу деформативність ніж інші зони, а також значні концентрації напруги.

Аналіз результатів розрахунків показує, що теоретична несуча здатність конструкцій силосу співпадає з результатами експерименту.

При проведенні випробувань вимірювались експериментальні навантаження та поверхневі деформації на межі циліндричної та конічної частин випробувального силосу з фіксацією кожного етапу.

Силос навантажувався зерном пшениці згідно етапів, наведених табл.1.

Дані для проведення етапів навантаження

Таблиця 1

№ етапу навантаження	Навантаження, тс	Зусилля в стяжці, тс	Розрахункова деформація вузла, мм	Примітки
1	0.5	0.25	0.8	
2	1	0.5	1.5	
3	2	1.0	3.0	
4	3	1.5	4.5	
5	4	2.0	6.0	
6	5	2.5	7.5	
7	6	3.0	9	
8	7	3.5	10.5	
9	8	4.0	13.0	
10	10	5.0	15.0	

Загальна кількість етапів у розрахунковому навантаженні дорівнювала 10, а витримка після кожного етапу складала – 30 хв. Такий розподіл часу достатній для зняття показників тензометрів, та візуальному огляду вимірюючи пристроїв та конструкцій силосу.

4. Висновки

Особливість цього експерименту це визначити можливі відхилення пружно-деформованого стану конструкцій силосу від дії розрахункових навантажень, навантажень при проведенні випробувань і експлуатаційних навантажень. По даним виконаного експерименту можна зробити попередній висновок, що напруги в елементах силосу не перевищують значення розрахункового опору матеріалу.

Циліндрична поверхня силосу в робочій стадії знаходиться у напруженому стані розтягу, завдяки чому значно підвищується міцність системи. Зона контакту циліндричної та конусної частин, як показали теоретичні розрахунки, має значно більшу деформативність ніж інші зони, а також значні концентрації напруги.

Аналіз результатів експериментів показує, що несуча здатність конструкцій силосу достатня для прийняття експлуатаційних навантажень.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абаринов А.А. Технология изготовления металлических конструкций./ А.А.Абаринов, В.П.Петров-М.: Высшая школа, 1969 – 342с.
2. ДБН В.2.2-8-98 “Підприємства, будівлі і споруди по зберігання та переробці зерна”.- Укрархбудінформ. Київ, 1998 – 64с.
3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Том 2 Под редакцией А.А.Уманского. Стройиздат, 1973 – 415с.
4. Тахтамышев С.Г. Давление сыпучих тел в силосах. / С.Г.Тахтамышев. Сб. трудов ЦНИПС, вып. 2-3, Стройиздат, 1940 – с.12-21
5. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. / Г.К.Клейн. Госстройиздат, 1956 – 311с.

6. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. / В.В.Соколовский. Госстопиздат, 1954 – 427с.
7. Справочник проектировщика металлических конструкций. Под редакцией Н.П.Мельникова. / Госстройиздат, 1962 – 659с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под редакцией А.А.Уманского. Госстройиздат, 1960 – 1040с.
9. Н.С.Стрелецкий. Стальные конструкции. / Н.С.Стрелецкий, А.Н.Гениев, В.А.Балдин, Е.И.Беленя, Е.Н.Лессиг. Госстройиздат, 1952 – 1147с.
10. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. /А.В.Перельмутер, В.И.Сливкер – Київ: ВПП «Компас», 2001 – 574с.
11. Лихтарников Я.М. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие./ Я.М.Лихтарников, В.М.Клыков, Д.В.Ладыженский. – К.: Будівельник, 1976. – 352с.
12. Левченко В.Н. Исследование технико-экономических показателей стальных вертикальных цилиндрических резервуаров, мокрых газгольдеров, бункеров и вопросы их оптимизации. Автореферат диссертации., 1973 – 345с.
13. Теренин Б.М. Расчет цилиндрических оболочек на симметричные нагрузки по методу начальных параметров./ Б.М.Теренин. – М.: Стройиздат. 1949 – 14с. (Труды лаборатории строительной механики ЦНИПС).
14. Кропп Л.И. Обработка и хранение семенного зерна./ Л.И.Кропп –М.: «Колос», 1974 – 232с.

ВЛИЯНИЕ СУЧКОВ НА МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ СОСНЫ

INFLUENCE OF KNOTS ON ELASTIC MODULUS OF WOOD OF PINE-TREE

К.т.н. Буйских Н.В., (Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины)

К.т.н. доц. Красухина Л.П., (Мытищинский филиал МГТУ им.Н.Э.Баумана, Россия)

***Buiskykh N.V.,**(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

***Krasuhina L.P.,** (Mytishchi branch of Bauman MSTU, Russia)*

Аннотация

В статье рассмотрены результаты экспериментальных исследований влияния сучков на модуль упругости при статическом поперечном изгибе круглых лесоматериалов сосны небольших диаметров. Установлено, что при статическом поперечном изгибе величина модуля упругости круглых лесоматериалов из сосны зависит от особенностей расположения сучков в опасном сечении. Сучки, расположенные в сжатой зоне круглых лесоматериалов, обладая большим сопротивлением сжатию, чем окружающая их древесина, способствуют уменьшению деформаций.

Ключевые слова: низкотоварное сырье, сучок, упругие деформации, модуль упругости.

Summary

The results of experimental studies of knots effect in the modulus of elasticity in cross static bending of small diameters pine timbers were described. It was found that the magnitude of pine timbers elastic modulus depends of the specific location of the knots in the dangerous section. Knots are located in the compressed zone of round timber, having a greater resistance to compression than the surrounding wood, help to reduce the strain.

Keywords: low marketable raw materials, knot, elastic deformation, elastic modulus.

Рациональное использование древесины одна из приоритетных задач современной деревообрабатывающей отрасли. Учитывая истощение запасов высококачественных хвойных пород промышленного назначения, возникает вопрос о рациональном использовании низкотоварной древесины небольших диаметров с пороками. Изучению возможностей использования такой древесины в конструкциях были посвящены работы [1,2].

Исследование поведения древесины под нагрузкой дает возможность иметь представление о протекании технологических процессов, прогнозировать и оценивать эксплуатационные характеристики готовой продукции. Одним из важнейших прочностных показателей деревянных конструкций, связанных с пределом прочности при изгибе, который можно определить неразрушающими методами, является модуль упругости [3,4]. О важности расчета модуля упругости для деревянных конструкций отмечал Клименко В.З. [5]. Исследования модуля упругости проводились на пиломатериалах или малых образцах [6,7]. Влияние пороков на модуль упругости рассматривали в своих работах Леонтьев Н.Л.[8], Варшавский В.А. [9], Житарев Н.С. [10]. Несмотря на имеющиеся исследования, научные знания о влиянии сучков на модуль упругости в балках с круглым поперечным сечением еще недостаточны.

Для исследования влияния сучков на модуль упругости при статическом изгибе было испытано несколько партий балок. Испытаниям были подвергнуты отдельные участки балок круглого сечения со средним диаметром 12 см. Влажность древесины в период испытаний превышала предел насыщения клеточных стенок. Испытания проводились на испытательной машине ZD-40 при помощи электромеханических тензометров (рис.1).

Перед испытанием образцов тензометры тарировались на специальном тарировочном приспособлении фирмы «Instron». При этом разница в показаниях трех тарирований не превышала 2 %. Испытания проводились с равномерной скоростью нагружения (1500 ± 300) Н/мин. Каждую балку испытывали при многократном приложении нагрузки. Н.Л. Леонтьевым [11] было установлено, что при 20-ти циклах приложения загрузки заметных изменений в величине модуля упругости не наблюдалось. Н. Л. Леонтьев это объясняет исключением из общей величины деформаций остаточных деформаций и упругого последствия, что приводит к выравниванию напряжений в образце и стабилизирует состояние материала.

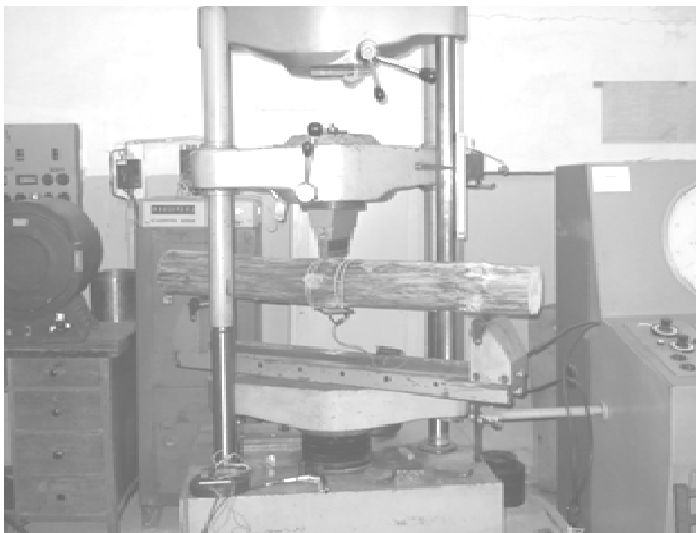


Рисунок 1. Испытательная машина ZD-40

Влияние сучков различных диаметров на модуль упругости при статическом изгибе определялся на балках из древесины сосны, заготовленных в Житомирской области, длиной от 3 до 4 м. Балки подбирались таким образом, что бы в мутовке присутствовал один крупный сучок, а остальные были мелкими. Первая партия имела самые крупные сучки диаметром от 28 до 45 мм, вторая партия – от 45 до 60 мм. Самые крупные сучки располагали в сжатой и растянутой зонах.

Проведенные испытания позволили установить, что в обеих партиях балок с сучками наибольших размеров в сжатой зоне модуль упругости несколько отличается от модуля контрольных участков. Наблюдающееся его уменьшение на 2-3 % не выходит за пределы точности опыта и практического значения не имеет. Следовательно, в данном случае можно считать, что сучки в сжатой зоне балок не вызывают снижения модуля упругости. При расположении сучков со средним диаметром 37 мм в опасном сечении растянутой зоны снижение модуля упругости достигло 3,1 %, при сучках со средним диаметром 53 мм – 6,2 %. Различие в величине модулей упругости контрольных участков и участков в сжатой и растянутой зонах недостоверно (рис.2).

Кроме того дополнительно испытано несколько балок с крупными сучками, одновременно расположенными в сжатой и растянутой зонах. Такое расположение сучков не вызвало снижения модуля упругости, а в некоторых случаях даже способствовало некоторому его увеличению.

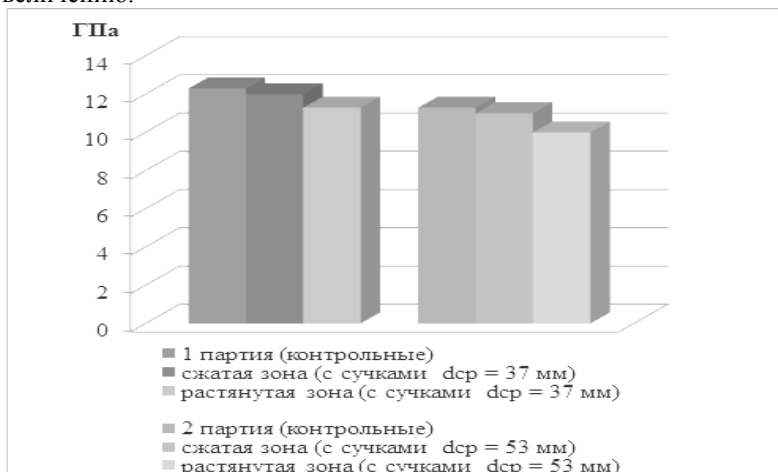


Рисунок 2. Модули упругости при статическом поперечном изгибе

Таким образом, при статическом поперечном изгибе величина модуля упругости круглых лесоматериалов из сосны зависит от особенностей расположения сучков в опасном сечении. Сучки, расположенные в сжатой зоне круглых лесоматериалов, обладая большим сопротивлением сжатию, чем окружающая их древесина, способствуют уменьшению деформаций. Данные исследования помогут понять поведение древесины с пороками под нагрузкой и дадут возможность учитывать это поведение при расчетах конструктивных элементов.

Список литературы

1. Byiskih N. Features of parallel to grain deformation in pine structural roundwood under rate increasing loading / N. Byiskih // Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW Forestry and Wood Technology. – 2013. – № 81. – Р. 27–29.
2. Буйских Н.В., Марченко Н.В. Использование круглых лесоматериалов древесины сосны малых диаметров в строительстве / Н.В. Буйских, Н.В. Марченко // Строение, свойства и качество

- древесины – 2014. Материалы V Международного симпозиума РКСД, 22-25 сентября 2014 г. Москва-Мытищи., 2015. – С.108–112.
- 3.Волынский В. Н. Единое уравнение связи между модулем упругости и пределом прочности пиломатериалов при изгибе / В.Н.Волынский // Материалы симпозиума «Строение, свойства и качество древесины – 96», М. : МГУЛ, 1996.
- 4.Волынский В.Н. Взаимосвязь и изменчивость физико-механических свойств древесины. Монография. / В.Н.Волынский . – Архангельск : Изво АГТУ, 2000. – 196с.
5. Клименко В.З. Рассуждение о модулях упругости древесины в расчетах конструкций / В.З. Клименко // Збірник наукових праць Українського інституту сталеких конструкцій ім. В.М.Шимановського. – 2011. – №8. – С.15–22.
6. Голяков А. Д. Исследование метода прочностной сортировки пиломатериалов для клееных несущих конструкций : автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук: 05.21.01 / Александр Дмитриевич Голяков – ЛТА, 1972. –17 с.
7. Ермолаева Н.С., Лукачев С.В., Терентьева В.Я. Прочностные и упругие характеристики пиломатериалов 5 и 4 сортов по ТУ 13-02-04. В сб. Исследования конструкций из клееной древесины и пластмасс. Л., ЛИСИ, №1 (132), с.67–72.
8. Леонтьев Н.Л. Влияние пороков на модули упругости древесины / Н. Л. Леонтьев. Инф. Листок ЦНИИМОД. –1949. –28(173). –14 с.
- 9.Варшавский В.А. Исследование влияния неоднородностей строения древесины на модуль упругости и предел прочности при изгибе крупных образцов с установлением связи между ними: автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук: 05.21.03 / Владимир Александрович Варшавский. – М. : 1975. – 23с.
10. Житарев Н.С. Особенности оценки пиломатериалов с пороками силовым способом. Автореферат ... к.т.н. М., МЛТИ, 1981, 20 с.
- 11.Леонтьев Н.Л. Упругие деформации древесины / Н. Л. Леонтьев. –М.-Л., «Гослесбумиздат», 1952. –120с.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВЫХ РЕЖИМОВ ВЫНУЖДЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ СТАЛЬНЫХ БАЛОК

INVESTIGATION OF STABLE MODES OF FORCED OSCILLATION OF STEEL BEAMS

*д.т.н. проф. Волкова В.Е., асп. Смолий И.С., (Государственное
ВУЗ "Национальный горный университет", г. Днепропетровск,
Украина)*

*Dr. Professor Volkova V.E., postgr. stud. Smolii I.S. (SHEI
"National Mining University", Dnipropetrovsk, Ukraine)*

Аннотация

В статье представлены результаты численного моделирования динамического поведения сварных металлических балок конвейерных галерей. Рассматривались балки симметричного поперечного сечения, имеющие различное соотношение ширины к толщине полки b_f/t_f . Исследованы закономерности влияния жесткости поясов на амплитудно-частотные зависимости вынужденных колебаний металлических балок открытого сечения.

1. Введение

В последние годы за рубежом широкое распространение в конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки, получили двутавровые металлические тонкостенные балки. В настоящее время, область их применения стремительно расширяется. Известны случаи применения тонкостенных балок в конструкциях пролетных строений конвейерных галерей шахтных комплексов, воспринимающие нагрузки от движения конвейерного транспорта. Ввиду этого, возрастает интерес к подобным конструкциям.

Целью исследования является установление взаимосвязи между соотношением ширины и толщины полки балки, и её амплитудно-частотными характеристиками, а также, частотами и собственными формами колебаний [6]. Предельное соотношение b_f/t_f , рекомендованное нормами, несколько ниже, чем получаемое на основе идеализированной расчетной схемы. Так, для неокайменной полки двутавра и тавра оно составляет $b_f / t_f = 0,5\sqrt{E / R_y}$, что для стали с

расчетным сопротивлением $R_y=235$ МПа дает значение $b_f / t_f = 14,8$; если расчет выполняют без учета развития пластических деформаций. Если же сечение балки подобрано с учетом развития пластических деформаций, то предельный свес полки назначают в зависимости от соотношения размеров стенки $b_f / t_f = 0,11h_w / t_w$, но не более $0,5\sqrt{E / R_y}$ [1].

2. Численное моделирование вынужденных колебаний балок открытого сечения

Численное моделирование вынужденных колебаний выполнялось на основе метода конечных элементов в среде ПК “SCAD”. Интегрирование систем дифференциальных уравнений было реализовано при помощи блочного метода Ланцоша [7], имеющему ряд преимуществ по сравнению с классическим неблочным методом расчета [2].

Тонкостенная балочная конструкция моделировалась как система пластинчатых четырехузловых элементов, в которых вычислялись по шесть перемещений. Размеры пластин принимались путем оценки сходимости результатов моделирования при изменении шага сетки конечных элементов. [3].

При исследовании собственных колебаний шарнирно опертой тонкостенной балки анализировались десять форм колебаний, такое количество было принято во избежание накопления ошибок интегрирования. Заметим, что действующими нормами [4] рекомендуется рассматривать 3-5 низших форм колебаний.

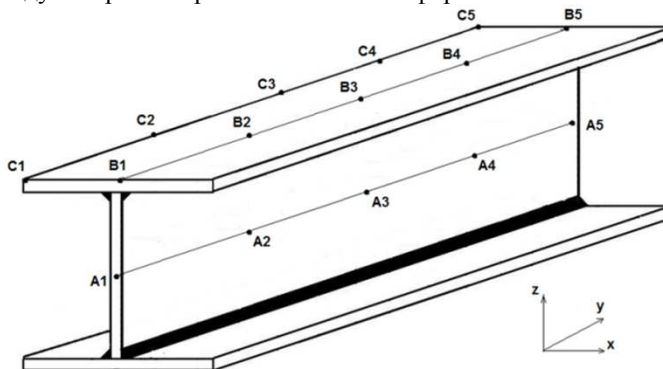


Рисунок 1. К расчетной схеме балки открытого сечения

В работе выполнен анализ влияния жесткости полки на динамические характеристики тонкостенных балок открытого сечения.

Величина b_f/t_f варьировалась в диапазоне 10...40, толщина полки принималась 64 мм для $b_f/t_f = 10$, 32 мм для $b_f/t_f = 20$, 20 мм для $b_f/t_f = 30$, 16 мм для $b_f/t_f = 40$ соответственно. Стенка балки имела постоянное сечение с толщиной $t_w=0,125$ м. Исследование выполнялось для балки высотой 2,1 м. Ширина полки принималась равной 0,64 м. Таким образом, приведенная гибкость стенки составляла $\overline{\lambda_\omega}=5,5$. В соответствии с [5], балка является тонкостенной. К балке прикладывалась сосредоточенная вертикальная нагрузка с шагом 0,8 м вдоль полки, обусловленная конструкцией конвейера, а именно шагом роlikоопор.

При исследовании вынужденных колебаний оценивались значения амплитуд характеристических точек балки, расположенных на трех линиях: *a* – линия симметрии полки в направлении оси Y, *b* – линия симметрии стенки в направлении оси Y, *c* – край полки [11].

Для дальнейшего анализа на каждой из этих линий рассматривались пять точек, расположенных на равных расстояниях друг от друга (рис. 1).

При построении амплитудно-частотных зависимостей частота внешнего возмущения изменялась в диапазоне от 0 до 50 Гц с шагом 0,1 Гц [10]. На основе исследований значение коэффициента трения было принято равным $\varepsilon=0,05$, что позволяет отразить диссипативные свойства низколегированных стальных сплавов.

Среди различных факторов, вызывающих гашение колебаний механических систем, особый интерес представляет естественное поглощение энергия колебаний в материале упругих элементов самой колебательной системы [8]. Любой реальный материал способен при его циклическом деформировании в большей или меньшей степени поглощать энергию циклического деформирования, преобразуя ее в теплоту, которая затем рассеивается [9].

В таблице 1 представлены значения собственных частот для первых восьми форм колебаний тонкостенной двутавровой балки.

Таблица 1. Собственные частоты колебаний

Мода b_f/t_f	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	8,69	10,02	15,95	16,77	18,3	19,52	20,94	22,71	24,89	26,87
20	7,1	9,47	12,4	12,92	16,04	18,36	20,46	22,38	22,67	25,19
30	6,17	8,94	10,08	12,05	12,66	15,23	17,81	20,51	23,42	23,84
40	5,84	8,66	9,33	11,47	12,24	13,8	16,33	19,1	22,13	25,03

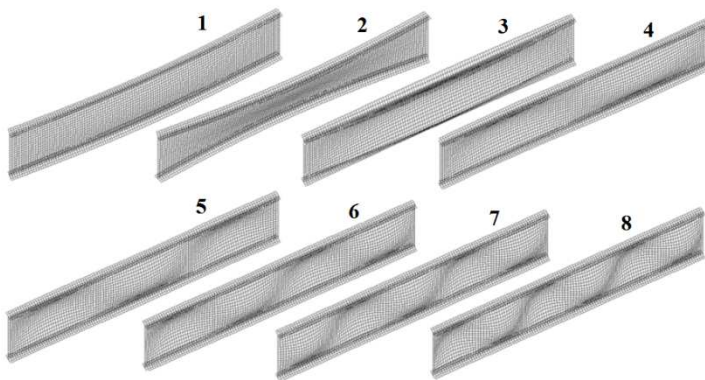


Рисунок 2. Собственные формы колебаний балки $b_f/t_f = 10$

Проанализируем колебания точек, расположенных по нейтральной оси балки, линия a . На амплитудно-частотных характеристиках можно выделить два резонансных диапазона частот. Первый резонансный диапазон колебаний устанавливается на частотах 8...9 Гц, что соответствует значениям низших собственной частоты определяемой на основании формул Власова ω_0 . Наибольшие амплитуды вынужденных колебаний стенки балки с жестким поясом, $b_f/t_f = 10$, в точках A1...A5, наблюдались при частоте 15,95 Гц, и соответствовала третьей форме собственных колебаний. Данная форма колебаний представляет собой безузловую изгибную форму в горизонтальной плоскости. Амплитуды вынужденных колебаний фиксировались в точках, расположенных по линиям b и c . Сопоставляя графики амплитудно-частотных характеристик для точек В и С, можно отметить, что максимальные амплитуды вынужденных колебаний устанавливаются на частоте 15,95 Гц. Однако, число резонансных диапазонов частот для точек, расположенных по линии b и c – четыре. Заметим, что амплитуды вынужденных колебаний на частотах близких к значению ω_0 , не превышают значений на $\omega = 15,95$ Гц для линии b , и $\omega = 15,95$ и 27,6 Гц для c . Колебания на частотах 26,7 Гц поддерживаются десятой формой собственных колебаний. Данная форма проявляется только в точках расположенных по краям полки и её влиянием можно пренебречь для стенки. На амплитудно-частотных характеристиках точек по линиям b и c также реализуются резонансные колебания на частоте 10 Гц, что соответствует второй форме собственных колебаний. Амплитуды колебаний в данном диапазоне соизмеримы с амплитудами колебаний на частоте ω_0 .

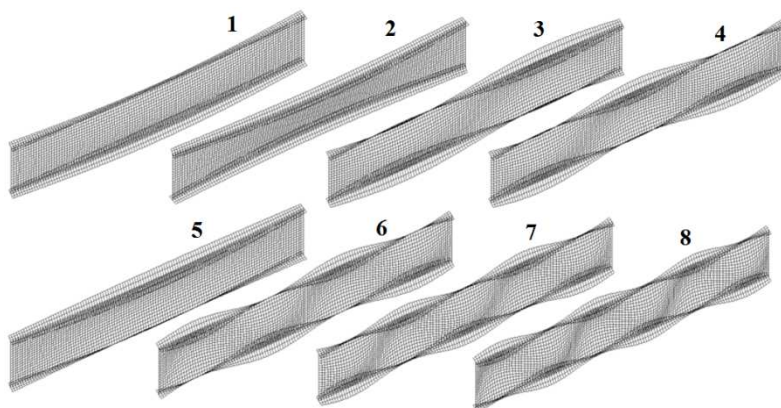


Рисунок 3. Собственные формы колебаний балки $b_f/t_f = 40$

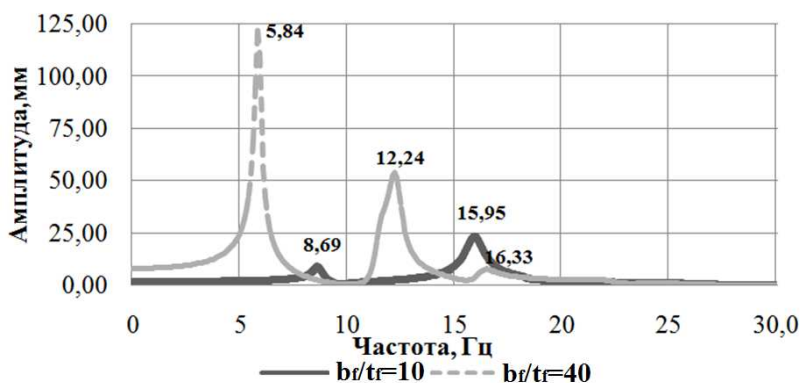


Рисунок 4. Амплитудно-частотные зависимости для точки А3

При уменьшении жесткости полки $b_f/t_f = 20 \dots 40$, значение собственной частоты ω_0 снижается, $\omega_0 = 7,1; 6,17; 5,84$ Гц. Однако, общие закономерности выявленные на амплитудно-частотных характеристиках балок с $b_f/t_f = 10$ качественно сохраняются. Следует отметить, что при снижении жесткости полки, пики резонансных колебаний смещаются в область низких частот спектра и их значения сближаются. Амплитуды вынужденных колебаний тонкостенных балок возрастают с уменьшением жесткости полки.

Выводы

Исходя из полученных результатов, можно сделать следующие выводы:

1. Первая и третья формы собственных колебаний тонкостенной балки открытого сечения оказывают существенное влияние на формирование резонансных режимов.

2. Вторая форма колебаний способствует установлению резонансных режимов колебаний точек полки.

3. С увеличением гибкости полки b_f/t_f значения резонансных частот смещаются в область низких частот. Значения частот первой, второй, третьей форм становятся близкими.

Список литературы:

1. Горев В.В. Металлические конструкции. Том 1 Элементы конструкций / В.В. Горев – М.: Высшая школа, 2002. – 552 с.
2. Фиалко, С., Реализация в программном комплексе SCAD блочного метода Ланцоша со сдвигами применительно к сейсмическому анализу сооружений [Текст]: Статья. / С. Фиалко – CADmaster, №5/2007 – с. 102-105
3. Клааф Р., Пензиен Дж Динамика сооружений: Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Первод изд.: Dynamics of Structures/Ray W. Clough, Joseph Penzien. – New York, 1975., с. 16-17
4. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України/ Київ: Мінрегіонбуд, 2014
5. ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції/ Київ: Мінрегіонбуд, 2010
6. Челомей В.Н. Вибрации в технике. Том 1. Колебания линейных систем / В.Н Челомей – М.: Машиностроение, 1978. – 352 с.
7. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: Підручник / В.А. Баженов – К.: Каравела, 2009. – 696 с.
8. Филиппов А.П. Колебания деформируемых систем / А.П. Филиппов – М.: Машиностроение, 1970. – 736 с.
9. Сорокин Е.С. Динамический расчет несущих конструкций зданий / Е.С. Сорокин – М.: Госстройиздат, 1956. – 337 с.
10. Шмуклер В.С. Динамические испытания образца-представителя стележелезобетонного пролетного строения пешеходного моста / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов – Матеріали IV Міжнародної конференції «Будівництво, реконструкція та відновлення будівель міського господарства» - Х.: ХНУМГ, 2014 – с.131-138
11. Волкова В.Е., Смолий И.С. Динамические характеристики уклонных пролетных строений конвейерных галерей / Збірник наукових праць УкрДУЗТ, 2015, вип.153, 2015 – с. 157 – 162.

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ

Гилодо А.Ю., Сингаевский П.М. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

В качестве несущих конструкций покрытий, мансард, реже перекрытий и стоек в последнее время всё чаще используют лёгкие холодногнутые тонкостенные профили (ЛСТК). Применение тонкостенных профилей позволяет получить значительный экономический эффект по сравнению с применением привычного для многих проектировщиков «чёрного» прокатного металла. Для изготовления несущих конструкций используют стандартные профили трёх типов: швеллерные, С – образные и Z – образные. Высота сечений этих профилей – от 100 до 400мм. Для повышения местной устойчивости профилей на стенках и полках устраивают гибы или канавки. С целью снижения теплопроводности в гнутых профилях, используемых в наружных элементах каркаса на их стенке, в процессе прокатки выполняют перфорацию. Такие профили называют термопрофилями.

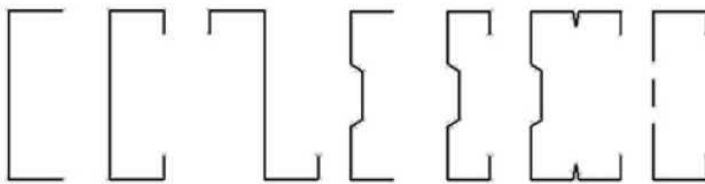


Рис. 1 Типы стальных холодногнутых профилей

Преимущества ЛСТК общеизвестны: индустриальность, быстрота монтажа, отсутствие необходимости использования тяжёлого подъёмно-транспортного оборудования, небольшой собственный вес и, как следствие, уменьшение нагрузки на фундаменты и относительно невысокая стоимость. По сравнению с традиционными металлическими конструкциями холодногнутые профили имеют следующие отличия: используется оцинкованная сталь толщиной 0,7-2,5мм; холодногнутые незамкнутые профили имеют повышенную способность к потере местной устойчивости; оцинкованная сталь толщиной менее 3мм имеет повышенный до 20% предел текучести стали по сравнению с гостовским значением [1]. Однако по-

настоящему потеснить профили стандартной толщины ЛСТК не удаётся. Одной из причин является ограниченный шаг рам, как правило, не превышающий 5м. Такой шаг обусловлен, главным образом, несущей способностью соединений элементов рам. То есть несущая способность узлов ограничивает генеральные размеры, шаг и пролёт элементов каркаса. Это мешает широкому применению быстровозводимых зданий из тонкостенных профилей. Для соединения тонкостенных конструкций используют следующие методы.

Сварные соединения тонколистовых элементов. Электродуговая сварка хотя и технологична, однако практически не применяется для сваривания оцинкованных тонколистовых элементов из-за тонкостенности листов, нарушения защитного цинкового покрытия и выделения вредных газов при горении цинкового покрытия. Сварку требуется вести очень тщательно, чтобы предотвратить подрезы, прожоги, сплавление отверстий. То есть при сварке тонкостенного металла значительно усложняется технология, учитывающая контроль скорости электрода и отвод тепла из зоны сварки. Не находят большого применения в строительстве быстровозводимых зданий из ЛСТК, но являются перспективными электроконтактные способы сварки, основанные на нагреве деталей теплотой от протекания по ним электрического тока и их запрессовывании (сварка проплавлением). Для нахлесточных соединений может применяться шовная, точечная и рельефная сварка. Вокруг зоны контактной сварки образуется сплошное кольцо из расплавленного цинка, вытесненного из места сварки, которое является хорошей защитой соединения от коррозии. При правильном выборе режима сварки почти не повреждается наружный цинковый слой. Недостатками контактной сварки оцинкованных профлистов принято считать низкую устойчивость процесса, склонность к непроварам и выплескам, низкую стойкость электродов, снижение коррозионной стойкости на поверхности. К сварным соединениям относятся и электрокнопки. Такое соединение выполняется наложением на место стыка стальной шайбы и провариванием её внутреннего пространства ручной электродуговой сваркой. Из-за большой массы наплавленного металла скорость коррозии такого стыка сравнима с коррозией основного металла. Недостатками соединения на электрокнопках являются большая масса наплавленного металла, низкая производительность из-за трудной свариваемости оцинкованного металла, плохой внешний вид, поэтому в проектах быстровозводимых зданий их пока не применяют.

Заклёпочные соединения являются достаточно эффективными. Заклёпки устанавливают в заранее просверленные или продавленные отверстия. Их используют при невозможности применения других типов соединений, либо в заводских стыках при толстых многолистовых пакетах, либо в монтажных стыках при необходимости установки чрезмерного количества болтов. Применение заклёпок остаётся очень ограниченным, что связано, в первую очередь, с их низкой технологичностью. Распространение в строительстве быстровозводимых зданий получило и крепление стальных профлистов на комбинированных заклёпках. Такие соединения, не требуют двухстороннего доступа к месту стыка, однако не обладают достаточной водонепроницаемостью и имеют проблему электрохимической коррозии в месте контакта разнородных материалов - алюминия и стали. Кроме этого, они обладают малой несущей способностью на срез.

Комбинированные соединения - клеёболтовые, клеесварные и клеезаклёпочные желателно применять в нахлесточных соединениях, где клеевая прослойка принимает на себя часть напряжений, увеличивает противокоррозионную защиту в зоне контакта и увеличивает долговечность. Клеесварные соединения почти не уступают сварным по производительности и экономичности.

Многие проекты быстровозводимых зданий предусматривают соединения на самонарезающих винтах, как недорогих, лёгких и быстрых в монтаже. Винты обеспечивают в основном неразборное соединение. Их устанавливают в заранее подготовленные отверстия или используют саморезы, что обеспечивает по сравнению с болтовыми, большую производительность монтажа вследствие осуществления одностороннего доступа к узлу. Существенным недостатком следует считать ограниченную несущую способность, что исключает их использование при увеличении нагрузки, связанной с большими пролётами и шагами рам.

Перспективным, в этом смысле, можно считать простое и надёжное крепление конструкций – с помощью болтов. Несущая способность болтов существенно выше несущей способности саморезов и заклёпок при соответствующем диаметре. Диаметр болтов, применяемых в ЛСТК, имеет широкий диапазон (от 8 до 16мм). Проектировщики в Украине сталкиваются с проблемой отсутствия нормативной базы расчёта и проектирования конструкций из тонкостенных профилей. Не оптимизированы размеры зданий с привязкой к определённым холодногнутым профилям, нет рекомендаций и по проектированию узловых соединений.

Нормативный подход, реализованный в ДБН В.2.6-198:2014 [3]

не учитывает особенности работы тонкостенных конструкций. Толщина соединяемых элементов влияет только на определение расстояния между болтами. При определении расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом, никаких отличий узлов тонкостенных элементов от традиционных нет:

- при срезе болта $N_{bs}=R_{bs}A_{bn}s\gamma_b\gamma_c\gamma_n$

- при смятии металла соединяемых элементов в отверстии $N_{bp}=R_{bp}d_b\sum t_{min}\gamma_b\gamma_c\gamma_n$

- при растяжении болта $N_{bt}=R_{bt}A_{bn}\gamma_c\gamma_n$

R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – расчётные сопротивления одноболтовых соединений

$A_b=0,78d_b^2$ – площадь поперечного сечения стержня болта

n_s – количество расчётных плоскостей среза одного болта

γ_c – коэффициент условий работы

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения

d_b – внешний диаметр стержня болта

$\sum t_{min}$ – наименьшая суммарная толщина элементов в соединении, сминаемых в одном направлении

A_{bn} – площадь поперечного сечения нетто болта по резьбе

Американские нормы дают точный расчёт болтовых соединений для тонкостенных профилей.

Несущая способность одноболтового соединения на смятие равна:

$$V_r=\Phi_n C d t R_{un} [2],$$

где $\Phi_n=0,75$ – коэффициент надёжности;

C – коэффициент (при наличии шайб) сопротивлению смятию,

$C=3$ при $d/t=10$; $C=30/(d/t)$ при $10 \leq d/t \leq 16,5$; $C=1,8$ при $d/t > 16,5$

d – номинальный диаметр болта; t – минимальная толщина соединяемых элементов. Для соединения без шайб $C=0,75$.

Несущая способность одноболтового соединения на срез равна:

$$V_r=A_n R_{un},$$

где $A_n=1,2(a-d/2)$; a – расстояние от центра отверстия до края

элемента. В отличие от наших норм a увеличено и составляет $3d_{отв}$ (в

ДБН В.2.6-198:2014 расстояние от края элемента до центра болта

принято от $1,2d_{отв}$ до $2,5d_{отв}$.)

Соединения на болтах без предварительного натяжения

малоэффективны, так как необходимая площадь смятия достигается

только за счёт увеличения диаметра болта, что приводит к ослаблению сечения.

Соединения на стальных болтах по методике Еврокода 3, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3

Соединения должны быть компактными. Расположение болтов должно обеспечивать нормальные условия их установки в процессе монтажа или ремонта. Усилия среза на отдельные болты допускаются при условиях:

- болты имеют достаточную пластичность;
- срез не является критической формой разрушения.

В формулах приняты такие обозначения:

- A – полная площадь поперечного сечения болта;
- A_s – площадь сечения растянутой части болта;
- A_{net} – площадь ослабленного сечения соединяемого элемента;
- β_{L_f} – понижающий коэффициент по EN 1993-1-8;
- d – номинальный диаметр болта;
- d_o – номинальный диаметр отверстия;
- d_w – диаметр шайбы или головки болта;
- e_1 – расстояние вдоль усилия от центра болта до ближайшего края соединяемого элемента (рис. 2);
- e_2 – расстояние поперёк усилия от центра болта до ближайшего края соединяемого элемента (рис. 2);
- f_{ub} – временное сопротивление растяжению материала болта;
- n_f – количество болтов в одном соединении;
- p_1 – расстояние между центрами болтов вдоль усилия (рис. 2);
- p_2 – расстояние между центрами болтов поперёк усилия (рис. 2);
- t – толщина наиболее тонкого элемента в соединении;
- t_1 – толщина наиболее толстого элемента в соединении;

При определении расчётной несущей способности болтов коэффициент надёжности γ_M принимается равным γ_{M2} . Величина γ_{M2} может быть приведена в национальном дополнении к расчету. Рекомендуется принимать $\gamma_{M2} = 1,25$.

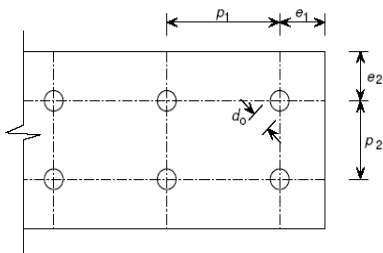


Рис.2 Схема размещения болтов

Несущая способность из условия смятия:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha_b k_t f_u d t / \gamma_{M2} \quad \alpha_b \text{ — меньшая из величин от } 1,0 \text{ до } e_1 / (3d)$$
$$k_t = (0,8 t + 1,5) / 2,5 \quad \text{для} \quad 0,75 \text{ mm} \leq t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \quad \text{для} \quad t > 1,25 \text{ mm}$$

Несущая способность ослабленного отверстиями сечения:

$$F_{n,Rd} = (1 + 3 r (d_o / u - 0,3)) A_{net} f_u / \gamma_{M2} \quad \text{и} \quad F_{n,Rd} \leq A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

где: $r = [\text{количество болтов в поперечном сечении}] / [\text{общее количество болтов в соединении}]$ $u = 2 e_2$ и $u \leq p_2$

Несущая способность на срез:

– для классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

– для классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9:

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Условия $F_{v,Rd} \geq 1,2 \Sigma F_{b,Rd}$ или $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$

Сфера применения:

$$e_1 \geq 1,0 d_o \quad p_1 \geq 3 d_o \quad 3 \text{ mm} > t \geq 0,75 \text{ mm}$$
$$e_2 \geq 1,5 d_o \quad p_2 \geq 3 d_o \quad f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$$

Минимальный размер болта: М 6

Классы прочности: 4.6 – 10.9

В соединениях ЛСТК является малоизученным явление податливости узлов. Определение податливости — повышенная деформативность соединения на малом по отношению к высоте сечения участке длины стыка по сравнению с деформативностью стыкуемых элементов. По физической сути податливость соединения равна смещению, вызванному единичной силой при сжатии — растяжении, сдвиге или повороте. Местная податливость — взаимное смещение (проскальзывание) стыкуемых элементов, обусловленное местными деформациями в зоне каждой силовой точки соединения под нагрузкой [4].

Выделяют следующие причины образования податливости:

- первоначальные сдвиги в соединении ввиду разности диаметра отверстия и диаметра метиза крепления;
- искривление геометрии контура отверстия (эллипсность) вследствие воздействия на кромку соединяемых элементов стержня метиза крепления;

- смятие кромок тонколистового металла соединяемых элементов, а также обмятие стержня метиза крепления;

- обмятие, искривление геометрии поперечных сечений профилей при передаче нагрузки непосредственно на них.

Сечения стержневых элементов в пролетных конструкциях, изготавливаемых из холодногнутых профилей повышенной жесткости, подбирают как по первому, так и по второму предельному состоянию, т.е. исходя из предельно допустимых вертикальных перемещений, определяемых по [3]. В ходе подбора сечений инженером чаще всего анализируется обычная классическая стержневая модель конструкции в каком-либо конечно-элементном расчетном комплексе. При этом за рамками анализа остаются дополнительные перемещения узлов конструкции, возникающие за счет их податливости, а также перераспределение внутренних усилий в элементах. В результате этого конструкция уже не удовлетворяет требованиям второго предельного состояния.

Решение вопроса, связанного с учетом ограничения податливости узловых соединений на самонарезающих винтах при расчете ферм из оцинкованных холодногнутых профилей, может привести к значительному эффекту. В настоящее время не сформулирован и не реализован практический подход к решению данной задачи.

Выводы:

Применение болтовых соединений тонкостенных конструкций при отсутствии специальной нормативной базы, требует разработки и проведения соответствующих испытаний с целью последующей обработки и создания расчётных положений, отражающих особенности работы данного типа соединения, в том числе с учётом податливости узловых соединений.

Литература:

1. Г.А.Нехаев «Лёгкие металлические конструкции». Тульский госуниверситет. Изд-во ООО «ПрофСтальПрокат».
2. Wallace James A., Testing of bolted cold - formed steel connection in bearing/Final report by Canadian Cold Formed steel Research Group/ Waterloo Canada, March 2001 33p.
3. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»
4. Кожевников В.Ф. Расчет местной податливости элементов многорядного двусрезного болтового соединения // Ученые записки ЦАГИ. 1982. № 1. С. 57—63.

АНАЛІЗ КОРЕЛЯЦІЇ ПАРАМЕТРІВ ВИХІДНОГО СИГНАЛУ УДАРНО-АКУСТИЧНОГО ТА УЛЬТРАЗВУКОВОГО МЕТОДІВ ДЕФЕКТОСКОПІЇ ФАНЕРИ

*к.т.н., доцент Головач В.М., Національний університет біоресурсів і
природокористування України*

*Ph. D. Engineering, assistant professor Golovach V.M., The National
University of Life and Environmental Sciences of Ukraine*

*аспірант Баранова О.С., Національний університет біоресурсів і
природокористування України*

*postgraduate student Baranova O.S., The National University of Life and
Environmental Sciences of Ukraine*

*У статті проведений порівняльний аналіз кореляції між
вихідними сигналами ударного та ультразвукового методів контролю
якості фанери. Досліджено, що найбільшу кореляцію з ультразвуковим
методом контролю розшарування у фанери має вихідний параметр
ударного датчика – коефіцієнт гармонік.*

Правильно обраний метод дефектоскопії надає можливість ефективного контролю внутрішніх дефектів фанери. Останнім часом набувають широке використання методи неруйнівного контролю, які засновані на вимірюванні власних коливань [1,2].

Метод вільних коливань простий у реалізації, система може бути більш мобільною, що робить можливим установку системи і на заключній стадії виробництва, а також безпосередньо після пресування [3,4].

Суть методу полягає у вимірюванні властивостей коливального процесу, що виникає у фанері при ударному впливі на їх поверхню короткочасного удару. По ділянці досліджуваної поверхні фанери наносять короткочасний удар за допомогою ударника. Удар збуджує в пластині фанери у акустичні коливання, які за допомогою п'єзоперетворювача ударного датчика, встановленого на матеріалі або на самому ударнику, перетворюються в електричні. Форма електричних сигналів на виході п'єзоперетворювача залежить від

властивостей фанери. У випадку наявності дефекту в місці удару змінюються характеристики сигналів: амплітуда та частотний спектр. Вимірюючи і порівнюючи кількість імпульсів сигналу, їх амплітуди, частоти і інші характеристики на різних ділянках поверхні фанери можна отримувати інформацію про зміну його властивостей по площині і таким чином виявляти дефектні ділянки. Через складну структуру цих сигналів їх вивчення надійніше виконати експериментально.

Матеріали, які застосовували для досліджень були розділені на дві групи.

У першу групу входили матеріали з дефектами та без. Це, зокрема, зразки фанери різної товщини і площі. У другу групу входили матеріали досліджувані з метою розробки конструкції ударного датчика з оптимальними характеристиками, придатного для роботи у виробничих умовах. Це метали і п'єзокераміка. Для постановки дослідів зразки фанери бралися безпосередньо з потоків ПрАТ «Фанплит» (м. Київ) товщиною 7, 10, 14, 18, 22 мм. Розміри за площею вибиралися від 100х100 мм до 400х400 мм. Використовувалися зразки як з виробничими дефектами так і зразки виготовлені із заданими характеристиками дефектів. Моделювалися дефекти (розшарування) різної площі (від $S_1 = 0,0079\text{м}^2$ до $S_2 = 0,042\text{м}^2$) та глибини залягання (від 0,004 м до 0,018 м). Також вивчався вплив дефекту розташованого усередині зразка і розташованого на краю, коли його можна переглядати візуально [5].

Для побудови графіка по результатам розподілу сигналів датчика використовувалися значення усереднення сигналу по 4-м точкам

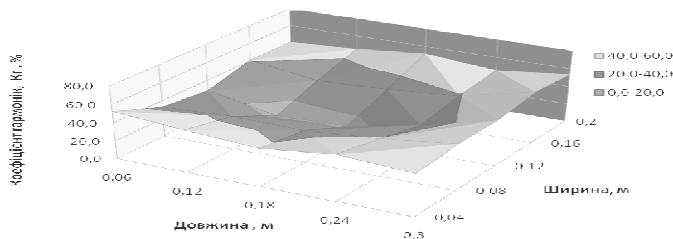


Рис. 1. Графік розподілу коефіцієнта гармонік K_2 сигналу ударного датчика по площі зразка.

На рис.2 та рис.3 показано графіки розподілу числа пульсацій n та частоти коливань вихідного сигналу ударного датчика при вимірюванні ділянок поверхні зразка композитного матеріалу.

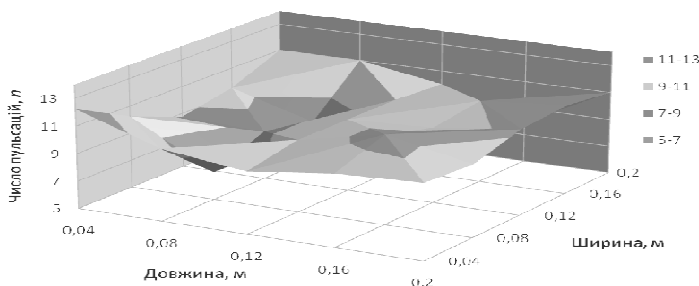


Рис.2. Графік розподілу числа пульсацій n вихідного сигналу ударного датчика по площі зразка.

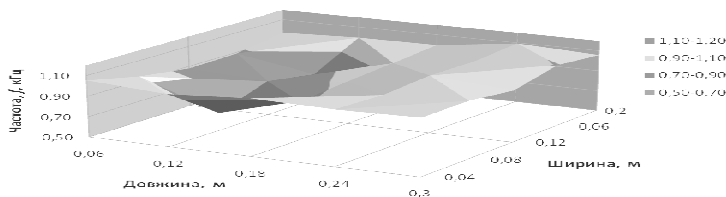


Рис.3 Графік розподілу частоти коливань f вихідного сигналу ударного датчика по площі зразка.

Аналізуючи отримані результати можна зробити висновок, що всі вихідні сигнали несуть значиму інформацію про наявність дефекту. На місці дефекту всі сигнали мають низький рівень (зона дефекту позначена червоним та синім кольором) [6]. Однак, найбільш точну інформацію про конфігурацію дефекту несе сигнал коефіцієнта гармонік K_2

Ультразвуковий метод контролю якості різних матеріалів також дуже ефективний. Недоліком цього методу є необхідність застосовувати в процесі контролю мастильні рідини для одержання надійного акустичного контакту ультразвукових датчиків з контрольованою поверхнею. Металеві, пластмасові поверхні це не руйнує. Для фанери застосування мастильних рідин неприпустимо.

Але, з огляду на точність методу, було вирішено перевірити кореляцію сигналів ультразвукового та ударного методів для підтвердження ефективності параметрів ударного методу при контролі розшарувань у фанері.

Таблиця 1 - Розподіл швидкості звуку по площині фанери

Довжина, м ↓	Швидкість звуку v , м/с				
0,04	1260	1272	1195	1139	1198
0,08	1206	1195	1223	1164	1250
0,12	1205	501	1204	1223	1165
0,16	1144	911	1238	1250	1261
0,2	1225	1267	1228	1258	1274
Ширина, м →	0,06	0,12	0,18	0,24	0,3

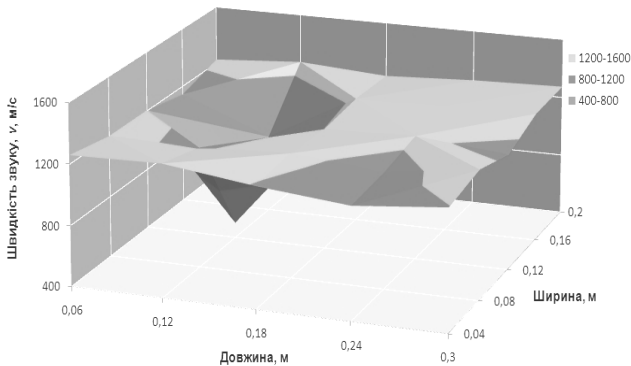


Рис.4. Розподіл швидкості звуку по площині фанери

Досліди проводились за допомогою ультразвукового дефектоскопу УК-10ПМС. Випромінювач П111-П33МС. Приймач П111-0,1-П31МС. Були проведені досліди по розподілу значень швидкості звуку в зразках фанери із внутрішнім дефектом площею $S=0,0079\text{м}^2$. Зразки були розмічені на 25 рівних ділянок. Виміри проводились в центрі цих ділянок.

Вихідним параметром в дослідях була швидкість звуку v . У таблиці 1 та рис 4 наведено результати дослідів.

Порівнюючи візуально рис.1 – рис.3 з рис.4 можна помітити, що на всіх поверхнях чітко проглядається западина - місце дефекту (розшарування).

Порівнюючи два методи контролю одержали наступні значення коефіцієнтів кореляції:

- коефіцієнт кореляції між числом пульсацій вихідного сигналу ударного датчика n та швидкістю звуку v : $K_{n,v}=0,47$;
- коефіцієнт кореляції між частотою пульсацій сигналу ударного датчика n та швидкістю звуку v : $K_{f,v}=0,44$.
- коефіцієнт кореляції між коефіцієнтом гармонік K_2 сигналу датчика та швидкістю звуку v : $K_{K_2,v}=0,84$.

Розраховані коефіцієнти кореляції між сигналами двох методів контролю якості фанери показали, що найбільшу кореляцію з ультразвуковим методом контролю розшарування у фанери має вихідний параметр ударного датчика – коефіцієнт гармонік $K_2 = 0,84$.

Також можна зробити висновок, що ударний метод надійно виявляє у фанері розшарування розміром 0,06х0,04м.

Список літератури

1. Основы научных исследований в деревообработке : [учеб. для вузов для специальностей 260200 "Технология деревообработки", 170400 "Машины и оборудование лесного комплекса"] / А. А. Пижурин, А. А. Пижурин ; Моск. гос. ун-т леса. - Москва : Издательство Моск. гос. университета леса, 2005. - 304 с..

2.Защук И.В. Электроника и акустические методы испытания строительных материалов, -М.:Высшая школа, 1967,-248 с.

3.Агранат Б.А., Кириллов О.Д., Преображенский Н.А., Хавский Н.Н. Ультразвук в гидрометаллургии, - М.: Металлургия. 1969, -с.12.

4.Бабаков Н.М. Теория колебаний, - М. Наука, 1968, с.329-342

5.Головач В.М. Аналіз реакції елементів фанери на ударні впливи / Головач В.М., Баранова О.С. // Електронний фаховий журнал " Лісове і садове -паркове господарство". - 2015 - № 8.

6.Головач В.М. Аналіз впливу характеристик дефекту фанери на кількість пульсацій вихідного сигналу ударного датчика / Головач В.М., Баранова О.С. // Науковий вісник НЛТУ України. – 2015. - №25.10 – с.280

НЕУЗГОДЖЕНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ЗГІНАЛЬНО- КРУТИЛЬНОЮ ФОРМОЮ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ

DISCONFORMITY OF RESULTS OF CALCULATION OF ECCENTRIC COMPRESSED STEEL I-ELEMENTS FOR FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING

*к.т.н. Гудзь С.А. (Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка)*

*c.t.s. Goods S.A. (Poltava National Technical University named after Yuri
Kondratyuk)*

Анотація. У роботі проведено порівняльний аналіз нормативних методик визначення несучої здатності гнучких сталевих двотаврових елементів, що зазнають стиску та згину, виявлено їх переваги та недоліки, встановлено межі застосування вітчизняної методики.

Abstract. In the article are analyzed with comparison normative methods for determining the carrying capacity of flexible steel I-beams-columns, revealed their strengths and weaknesses, set the scope of application of national methods.

Постановка проблеми у загальному вигляді. Як відомо, поздовжня сила в позадцентрово стиснутому елементі зміщена відносно центра ваги поперечного перерізу на величину ексцентриситету e . В стиснуто-згинному елементі, який може виступати частиною поперечної рами каркасної будівлі, одночасно діють два незалежних силових фактори: поздовжня сила N і згинальний момент M . Але при виконанні практичних розрахунків за вітчизняними нормами стиснуто-згинні стержні замінюють позадцентрово стиснутими, оскільки в обох випадках елемент перебуває під дією поздовжньої сили зі згином. Замість заданого для стиснуто-згинного стержня моменту M і нормальної сили N враховують тільки цю силу, але прикладену з ексцентриситетом $e = M / N$. У розрахунок таких елементів на стійкість, що міститься в нормах, вводиться додатковий коефіцієнт, що враховує початкові недосконаліості. Окрім знижувальних коефіцієнтів, що враховують згинальну і поперечно-крутильну форму втрати стійкості

при поздовжньому та поперечному згині відповідно (в українських нормах вони відповідають коефіцієнтам стійкості при центральному стиску та при згині), в європейських нормах присутні ще і коефіцієнти взаємодії між внутрішніми зусиллями, визначення котрих досить складне. Ця особливість є їхньою характерною рисою, що дозволяє врахувати впливи другого роду. Для збільшення точності розрахунків і наближення їх до дійсних умов роботи конструкції внутрішні зусилля потрібно визначати за нелінійною теорією другого порядку. Вона враховує геометричну нелінійність і являє собою по суті розрахунок за деформованою схемою, в якому рівняння рівноваги записуються для деформованого стану системи. Цікавим видається дослідження європейського підходу та використання закордонного досвіду в питаннях розрахунку на стійкість.

Аналіз останніх досліджень. Відомі в усьому світі праці професора С.П. Тимошенка заклали теоретичну основу розрахунку металевих «балок-колон» незамкненого профілю на сумісну дію стиску та згину. Її теорія пружної стійкості [1] дала передумови для визначення критичного навантаження при складному опорі. А застосування енергетичного методу до задач стійкості отримало бурхливий розвиток у теперішній час. Експериментальними і теоретичними дослідженнями стійкості позацентрово стиснутих елементів донедавна займалися С.І. Білик [2], А.І. Маневич, С.В. Ракша [3], А.М. Пашенко, Г.М. Трусов, Є.Ю. Фоменко та інші.

Виділення нерозв'язаних раніше частин загальної проблеми. Одним із найменш досліджених питань, які постають перед проектувальником при розрахунку сталевих конструкцій є розрахунок позацентрово стиснутих елементів за згинально-крутильною формою втрати стійкості, яка часто буває вирішальною при визначенні несучої здатності. Це питання залишається відкритим і потребує ґрунтовних досліджень і порівняльного аналізу різних методик розрахунку.

Постановка мети і задач досліджень. У роботі поставлено за мету провести порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності та напружено-деформованого стану сталевих двотаврових елементів за стійкістю, виявивши їх переваги та недоліки, і на основі аналізу спробувати встановити межі застосування вітчизняної методики.

Виклад основного матеріалу. Навіть при згині позацентрово стиснутих елементів лише в площині найбільшої жорсткості, що збігається з площиною симетрії, стає можливою втрата стійкості з площини дії моменту при згинально-крутильних деформаціях раніше досягнення граничної сили N , що приймається як критерій при плоскій формі втрати стійкості.

У цьому випадку перевірку стійкості вітчизняні норми [4] рекомендують виконувати в площині найменшої жорсткості як центрально стиснутого елемента з введенням коефіцієнта c , що враховує вплив згинального моменту M_x на просторову втрату стійкості стержня. При великих згинальних моментах M_x ($m_x \geq 10$) вимоги норм забезпечують перехід до випадку втрати стійкості згинних елементів. При значній гнучкості втрата стійкості відбувається зазвичай у межах пружних деформацій. У цьому випадку для визначення коефіцієнта c використано теорію стійкості тонкостінних стержнів В.З. Власова. Але отримане значення коефіцієнта c не повинне перевищувати максимального значення c_{max} , встановленого для пластичних деформацій.

Розрахункова формула при цьому принципово не відрізняється від підходу в попередніх радянських нормах [5], а також у їх актуалізованій редакції для Російської Федерації [6] (де лише дещо уточнилися коефіцієнти стійкості при центральному стиску) та у сучасних нормах [7], розроблених взамін [5]. Спочатку для визначення коефіцієнтів c (при значеннях $m_x \leq 5$) на основі результатів теоретичних і експериментальних досліджень Г.М. Чувікіна [8] для різних типів перерізів було встановлено коефіцієнти α і β , що містяться у відповідних таблицях перерахованих нормативних документів. Згодом у норми (спершу в російські [7], потім в українські [4]) поступово впровадилась відмінність, яка полягає у введенні невідомим нам автором додаткового коефіцієнта ν , що залежить від гнучкості стержня та геометричних розмірів перерізу. Нами було вирішено дослідити вплив цього чинника на несучу здатність елемента й оцінити її достовірність, порівнявши отримані значення з даними розрахунку за європейськими нормама [9, 10], який передбачає часткові формули теорії другого порядку з урахуванням коефіцієнтів взаємодії.

Щоб визначити умовну гнучкість для втрати стійкості за поперечно-крутильною формою, залежно від якої встановлюється знижувальний коефіцієнт стійкості при згині за європейськими нормама, потрібно знати критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину в пружній стадії (умовний критичний згинально-крутильний момент). Значення M_{cr} для шарнірно опертої по кінцях двотаврової балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, може бути встановлене згідно з національним додатком National Application Document (NAD) до EN 1993-1-1. В інших випадках критичний момент рекомендується визначати чисельно за допомогою моделювання. Для шарнірно опертого по кінцях стержня, завантаженого рівномірно розподіленим

навантаженням і опорними згинальними моментами, існує методика визначення критичного моменту M_{cr} , яку наведено в п. 6.6 роботи [11] і розвинуто в додатку НССТ [12], де за таких умов теж рекомендується використання спеціальної безкоштовної програми LTBeam (вона може бути вільно завантажена із сайту: <http://www.cticm.com>). Критичний момент M_{cr} для подвійно симетричних перерізів може визначатися так:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 z_g \right\}, \quad (1)$$

де C_1 , C_2 – коефіцієнти, що залежать від виду епюри згинального моменту й умов закріплення кінців балки; при різних опорних згинальних моментах залежать ще і від співвідношення моментів (окрема методика);

k , k_w – коефіцієнти (приведення) розрахункової довжини, які відносяться до повороту кінців балки у плані та до деплanaції кінців балки (можна прийняти $k = k_w = 1$ в запас);

E , G – модулі пружності та зсуву відповідно;

I_z – момент інерції перерізу відносно осі z ;

I_w – секторіальний момент інерції перерізу балки;

I_t – момент інерції перерізу при чистому (вільному) крученні;

z_g – ордината точки прикладення навантаження відносно центра згину.

Момент інерції двотаврового перерізу при чистому крученні I_t в цих розрахунках визначався без множника 1,3, що характеризує тип перерізу, оскільки саме таке його значення рекомендує європейська методика, яка більш консервативна в цьому відношенні, на відміну від методики ДБН. Окрім цього, інколи необхідно врахувати крутильну і/або зсувну жорсткість конструкцій, що дискретно чи континуально розкріплюють стиснутий пояс елемента в більшості практичних випадків і зменшують деформації його зміщення (прогони, в'язі, сталевий плоский або профільований настил). Врахування заокруглень у місці примикання полиць до стінки дозволяє суттєво збільшити значення моменту інерції. Його теж можна визначити в поширеній комп'ютерній програмі LTBeam.

Порівняння відбувалось при однаковому розподілі внутрішніх зусиль по довжині шарнірно опертого елемента, що згинається в

площині стінки (розподіл поздовжньої сили приймався постійний; розподіл згинального моменту – постійний і трикутний). Значення розрахункової поздовжньої сили всюди становило 200 кН, хоча частковий коефіцієнт надійності за навантаженням у Єврокоді значно більший від українського (на 25 – 29%). При трикутному розподілі враховувались особливості різних норм по вибору місця розташування розрахункового згинального моменту для згинально-крутильної форми втрати стійкості. Значення моментів і довжин стержнів у прикладах варіювались для зміни відносного ексцентриситету та гнучкості. Міцнісні характеристики матеріалу бралися як для сталі С245. Розміри поперечних перерізів двох прокатних двотаврів бралися з ГОСТ 26020-83. Підсумки порівняння наведемо у формі графіків на рис. 1 – 3.

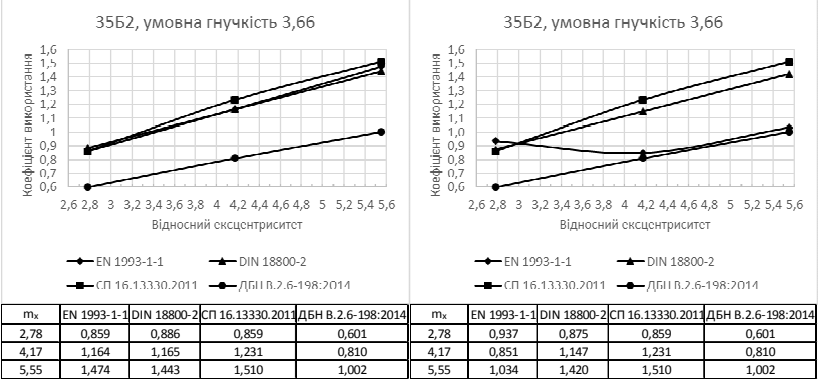


Рис. 1. Залежність коефіцієнта використання від відносного ексцентриситету (трикутний розподіл – ліворуч; постійний – праворуч)

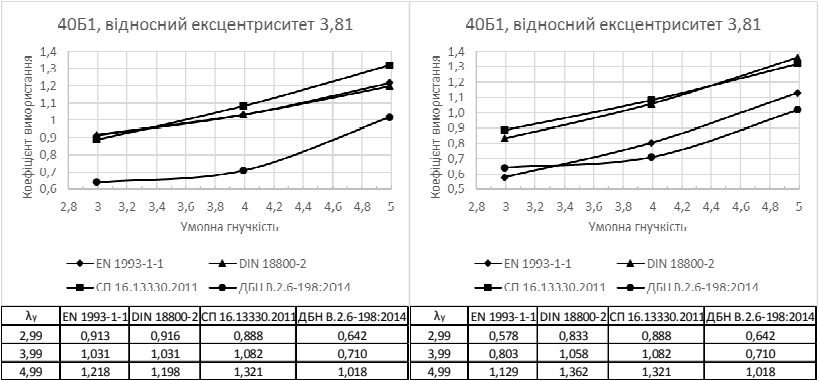


Рис. 2. Залежність коефіцієнта використання від умовної гнучкості (трикутний розподіл – ліворуч; постійний – праворуч)

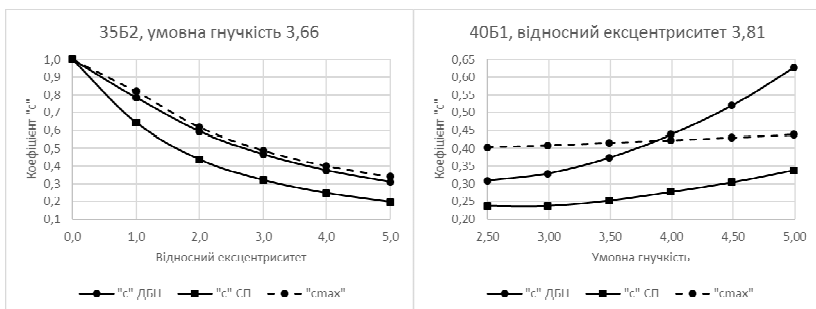


Рис. 3. Залежність коефіцієнта «с» від відносного ексцентриситету й умовної гнучкості

Як видно з рис. 1 і 2, вітчизняна методика узгоджується задовільно тільки з методикою Єврокоду, котра є найбільш деталізованою як для елементів, що зазнають деформацій кручення, і лише при значних відносних ексцентриситетах і малих гнучкостях за умови постійного розподілу згинального моменту. Очевидно, що саме при збільшенні рівномірно розподіленого згинального моменту в площині стінки та відносно невеликій поздовжній силі в коротких стержнях відбувається ефект «розвантаження», тобто послаблюється вплив на несучу здатність втрати стійкості із площини згину і посилюється вплив втрати стійкості в площині згину. Тому поширення «вдосконаленої» методики, яка, напевно, спиралася на такі досліді, на інші випадки роботи неправомірне та не відповідає вимогам безпеки.

Аналізуючи рис. 3, де при збільшенні гнучкості спостерігається різка тенденція до зростання значень коефіцієнта c за методикою ДБН порівняно з попередньою, можна дійти висновку про їх завищення, не зважаючи на обмеження максимальним значенням.

Для розрахунку позацентрово стиснутих двотаврових елементів не рекомендується застосовувати модуль «Кристалл» (програмний комплекс SCAD Office), оскільки він дає значну «похибку», тобто рахує некоректно, суттєво занижуючи несучу здатність, що йде в запас міцності. При цьому результати розрахунку окремо на центральний стиск і поперечний згин ідентичні результатам ручного розрахунку. Нормативний розрахунок стійки у цьому модулі дає в нашому випадку при трикутному розподілі моменту на 58 – 112% більший коефіцієнт використання за EN 1993-1-1, на 18 – 51% за СП 16.13330.2011; на 78 – 116% за ДБН В.2.6-198:2014; при постійному розподілі – відповідно на 20 – 88%, на 0 – 5%, на 23 – 59% порівняно з верифікованим машинним результатом, взятим за еталон. Це не важко перевірити.

Висновки. Аналіз розбіжності результатів розрахунку за різними нормами показав, що введення коефіцієнта γ в чинні норми [4, 7] при трикутному розподілі моменту не підтверджується порівнянням з іншими нормами [5, 6, 9, 10], суперечить попереднім теоретично-експериментальним дослідженням [8], необґрунтовано завищуючи несучу здатність позацентрово стиснутого елемента у значній мірі. Це створює передумови для перегляду норм у бік збільшення надійності.

Список літератури

1. Timoshenko S.P. and Gere J.: Theory of Elastic Stability (2nd ed.), McGrawHill, New York, 1961. – 541 p.
2. Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського, 1, 2008. – С. 120 – 126.
3. Маневич А.И. О расчете по СНиП II-23-81 тонкостенных стержней на устойчивость по изгибно-крутильной форме / А.И. Маневич, С.В. Ракша // Известия вузов. Строительство, 12, 2000. – С. 119 – 123.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 січня 2015 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
6. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2011. – 172 с.
7. СНиП 53-100-2010. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Минрегион России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – 201 с.
8. Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно сжатых тонкостенных стержней открытого профиля. – В кн.: Исследования по стальным конструкциям. Вып. 13. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 70 – 159.
9. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К.: Мінбуд України, 2011. – 150 с.
10. DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990. – 44 s.
11. Kindmann, R.: Stahlbau, Teil 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung. 4. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2008. – 429 s.
12. Access Steel: NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling. SN003a-EN-EU, Access Steel, 2008. – 13 p.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

ВЛИЯНИЕ ТЕРМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОПЛАСТИКАМИ

THE INFLUENCE OF THERMAL EXPANSION ON THE STRESSED STATE OF WALLS OF METALLIC CYLINDRICAL RESERVOIRS STRENGTHENED BY THE FIBER REINFORCED PLASTICS

Дзюба С.В., Михайлов А.А. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Dzyuba S.V., Mikhailov A.A. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Рассматривается расчет стенок металлических цилиндрических резервуаров, усиленных предварительно напряженными фибропластиковыми элементами; определяется взаимосвязь напряжений, действующих в комплексной конструкции при переменных температурных режимах эксплуатации; дается оценка степени влияния температурных деформаций на конечные величины параметров напряженного состояния

Ключевые слова: металлические цилиндрические резервуары, методы усиления стенок резервуаров, фибропластиковые системы, термические деформации, напряженное состояние

The estimation of wall strengthening of metallic cylindrical reservoirs by the prestressed fiber reinforced polymer (FRP) systems are examined; the interrelation between tensions operating in a complex construction at the variable temperature conditions is determined; the effect of thermal expansion on the eventual parameters of the tensed state is evaluated

Keywords: metallic cylindrical reservoirs, methods of wall strengthening of reservoirs, fiber reinforced plastic (FRP) systems, stressed state, thermal strains

Актуальность усиления. Отечественный парк металлических цилиндрических резервуаров, составлявший по различным оценкам на начало 2000-х годов около 17...20 тысяч штук, из которых более 360 штук характеризовались вместимостью 2000...50000 м³, отличается сравнительно длительными сроками эксплуатации. По состоянию на названный период около 75% из числа данных сооружений находились

в работе более 20 лет, что превышает нормативный срок службы, а 40% — более 30 лет [4]. В настоящее же время ситуация только усугубилась.

Длительная эксплуатация резервуаров обуславливает существенный физический износ их конструкций и сопутствующую аварийность [1-3]. В резервуарах малой и средней вместимости (до 5000 м³) основной причиной износа стенок сооружений является коррозия [4, 5]. Даже при относительно небольших средних скоростях ее проявления, малые толщины стенок (4...10 мм) способствуют существенной повреждаемости длительно эксплуатируемых сооружений. Кроме того, как свидетельствуют современные исследования [6, 7], коррозия тонкостенных листовых элементов, кроме уменьшения толщин, ведет и к снижению прочности используемого металла. Опасность отказа рассматриваемых конструкций, вызванная процессами коррозии, в большинстве случаев актуальна при объемах резервуаров 1000 м³ и более. Анализ надежности эксплуатации таких сооружений [4] указывает на существенное повышение рисков их использования после 20 лет службы, а также на необходимость понижения проектного уровня их наполнения по истечении 30 лет.

В резервуарах больших размеров (емкостью более 5000 м³) процесс коррозии стенок, в силу больших толщин листовых элементов и меньшей сопутствующей относительной повреждаемости, имеет второстепенное значение для обеспечения работоспособности конструкций. Для таких сооружений эксплуатационные риски в большинстве случаев обуславливаются проявлениями усталости металла. К числу подобных дефектов, развивающихся в процессе эксплуатации и потенциально способных вызвать лавинообразное разрушение всего сооружения [4], относятся усталостные трещины вертикальных стыковых соединений листовых элементов, вызванные геометрическими несовершенствами сборки стенок резервуаров и сопровождаемые появлением значительных по величине местных напряжений [8, 9]. Уже после 15...20 лет эксплуатации (т.е. 5×10^3 ... 10^4 рабочих циклов заполнения) во многих вертикальных стыках стенок резервуаров, изготовленных из рулонированных заготовок с толщиной листов 16 мм и более, зарождаются усталостные трещины [10]. Использование рулонной технологии при сборке большинства отечественных резервуаров привело к аварийному состоянию ряда таких сооружений, работающих в режиме интенсивной малоцикловой (1...2 цикла налива-слива в сутки) эксплуатации [11].

Проблемы, сопряженные с традиционными методами повышение несущей способности стенок резервуаров. Распространенными методами борьбы с дефектами стенок металлических цилиндрических резервуаров, обусловленными коррозионными воздействиями, является последовательная замена их поврежденных участков, а также поперечное бандажирование, выполняемое разъемными стальными кольцами, состоящими из полос, стянутых резьбовыми соединениями [1, 12, 13, 14]. Однако данные методы усиления сопряжены с рядом конструктивных и технологически трудностей.

Замена фрагментов стенок требует длительного вывода сооружений из эксплуатации, их слива, дегазации, зачистки от скопившейся на дне грязи (составляющей в крупных резервуарах сотни тонн), пропарки, а также выполнения жестких требования по пожарной защите при выполнении сварочных работ. Напряженное состояние накладок, заменяющих участки стенок, а также их монтажных соединений во многом определяется процессами усадки сварных швов и сопутствующими остаточными напряжениями, что в ряде случаев приводит к появлению выпуклостей в элементах стенок (обычно нижних, наиболее нагруженных зон).

Усиление стенок отдельными, отстоящими друг от друга бандажами, вызывает появление местных изгибающих моментов, действующих в направлении вертикальной оси резервуара и способствующих потере местной устойчивости прокорродировавших участков стенки, а также приводящих при малоцикловых загрузках к процессам усталостного трещинообразования в горизонтальных, совмещенных в одну линию сварных швах. Эксплуатация сооружений, усиленных таким образом, требует соблюдения ряда технологических мероприятий [15].

В тех случаях, когда несущая способность стенок металлических резервуаров ограничивается усталостными дефектами вертикальных сварных швов элементов рулонной сборки, в качестве методов повышения надежности сооружений обычно используется ограничение количества циклов заполнения сооружений [16-18], устройство внешних горизонтальных усиливающих ребер [19], а также уход от совмещенного стыка стенки путем его вырубки и вварки по всей высоте сооружения специальных «гребенчатых» вставок [9, 10, 20]. При этом устройство усиливающих ребер имеет довольно ограниченную эффективность, а выполнение «гребенчатые» вставок требует сложных технологически операций, обеспечивающих сварку по «жесткому контуру» и компенсирующих поперечную усадку сварных швов, а также придающих кромкам выреза по всей высоте стенки необходимое проектное

положение (чему препятствует наличие изгибающих моментов, выгибающих листы конструкции во внутрь резервуара) [21].

Усиление стенок резервуаров направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами. Современной альтернативой описанным выше конструктивным решениям является комплексное усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров внешним армированием высокопрочными фибропластиковыми материалами непрерывной длины, размещаемым по высоте наиболее нагруженных поясов перпендикулярно оси сооружения и направленно воспринимающими действующие усилия [1]. Подобное усиление позволяет осуществлять эффективное восполнение материала, утраченного в процессе коррозии, а также консервацию дефектов, обусловленных процессами усталостного разрушения соединений листовых элементов, тем самым существенно продлевая срок службы данных конструкций. Немаловажной также является сопутствующая «не силовая» реабилитация, обеспечивающая герметизацию и необходимую антикоррозионную защиту внешних поверхностей стенок резервуаров.

Установка фибропластиковых элементов внешнего усиления, прочность армирующих волокон которого на порядок превосходит прочность строительных сталей [22-33], может осуществляться как с использованием предварительного напряжения, так и при его отсутствии, что достигается применением фибропластиков на основе высокомодульных углеродоволоконных материалов, демонстрирующих кратное превышение модуля упругости над соответствующей характеристикой стали. При необходимости использования методов предварительного напряжения начальные усилия могут создаваться механизмами, подобными тем, что применяются в отношении обматываемых конструкций железобетонных резервуаров [34, 35] или поперечно армируемых фибропластиками железобетонных колонн большого диаметра [22, 36, 37].

Предварительное напряжение фибропластиковых элементов или использование высокомодульных армирующих волокон, позволяет осуществлять производство работ по усилению при неполном сливе хранимого продукта. Такие решения, в отличие от методов, предусматривающих поэлементную замену дефектных участков стенок, также не требует предварительной дегазации, внутренней зачистки и пропарки резервуаров, что существенно упрощает технологию и уменьшает продолжительность производства работ.

Определение параметров напряженного состояния стенок металлических резервуаров, усиленных направленно-ориентирован-

ными фибропластиковыми материалами. Расчету цилиндрических оболочек, воспринимающих внутреннее давление и составленных из совместно работающих слоев разномодульных и разнопрочностных материалов, допускающих гетерогенно-анизотропную природу своих механических свойств, посвящен ряд трудов, из которых классически принято считать работы Беленя Е.И., Астрыба С.М. и Ромазанова Э.Б. [34, 35, 38-43], дающие четкие и относительно опробованные решения. Однако, применительно к внедрению внешнего фибропластикового усиления металлических цилиндрических конструкций, возникает ряд проблем, в составе которых одной из основных является значительное отличие в термическом деформировании строительных сталей и фиброармированных пластиков. Как известно коэффициент линейного температурного деформирования сталей составляет величину $10,4 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, в тоже время для высокопрочных фибропластиков данная величина колеблется от положительной величины $5,4 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, соответствующей материалам на основе Е-стекловолокна, до отрицательной величины $-2,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, соответствующей материалам на основе арамидных волокон, наиболее же прочные и высокомодульные углеродоволоконные пластики демонстрируют отрицательное температурное деформирование с соответствующими коэффициентами, находящимися в диапазоне $(-0,6 \dots -1,45) \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ [1, 22, 30-33]. Так же немаловажным фактором, учет которого необходим при рассмотрении работы усиливаемых стенок эксплуатируемых резервуаров, является возможность наличия начального внутреннего давления, создаваемого частичным заполнением сооружения.

Рассмотрение работы стальной стенки цилиндрического резервуара, имеющей радиус r и толщину t_s , находящейся под действием начального внутреннего давления P' , усиливаемой непрерывно располагаемыми по ее высоте поперечными предварительно напрягаемыми напряжением σ_{f0} фибропластиковыми элементами толщиной t_f и испытывающей последующее повышение давления на величину ΔP (рис. 1) позволило получить величины максимальных кольцевых напряжений, соответственно, в элементах фибропластикового усиления и стальной стенки резервуара [2]:

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_{f-x,z} + t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2})]}{t_s + t_f m}, \quad (1)$$

$$\sigma_s = \frac{P' r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \frac{N_{s-x,z} + t_f E_f (\alpha_f \Delta T_{f1} - \alpha_s \Delta T_{s1})}{t_s + t_f m}, \quad (2)$$

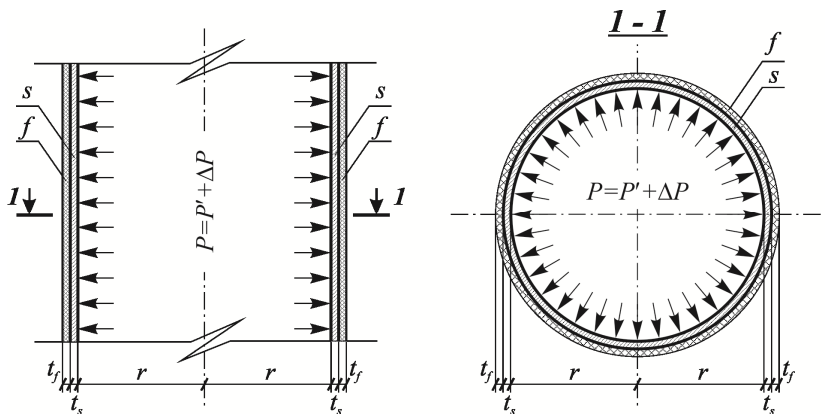


Рис. 1. Расчетная схема стальной цилиндрической оболочки резервуара, усиленной внешним поперечным фибропластиковым армированием: s — стальная оболочка резервуара, f — слой внешнего поперечного фибропластикового усиления

где: $N_{f-x,z} = (\Delta P)r(1 - \mu/2)$, $N_{s-x,z} = (\Delta P)r \left[1 + m \frac{t_f}{t_s} \frac{\mu}{2} \right]$ — условные кольцевые усилия единицы сечения фибропластикового и стального слоев стенки резервуара, возникающие при изменении внутреннего давления на величину ΔP , определенные с учетом действия кольцевых и продольных напряжений в стальной части конструкции; E_s , E_f — соответственно, модули упругости стали и элементов фибропластикового усиления; $m = E_f/E_s$ — соотношение модулей упругости составляющих слоев стенки; μ — коэффициент Пуассона стальной составляющей стенки резервуара; σ_{f0} — напряжения предварительного напряжения в элементах фибропластикового усиления; α_s , α_f — коэффициенты линейного температурного деформирования стали и слоя усиливающего фибропластика; ΔT_{s1} , ΔT_{f2} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие дополнительное обжатие конструкции; ΔT_{s2} и ΔT_{f2} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие распор конструкции.

Влияние термических деформаций на напряженное состояние элементов конструкции. Как показывает анализ работы металлических цилиндрических оболочек резервуаров, усиленных внешним слоем материала, воспринимающим только кольцевые усилия, учет продольных напряжений конструкции приводит к незначительному увеличению толщины их стальных частей и уменьшению толщин усиливающих слоев, уточняя расчет не более чем на 4...5% [35]. Таким образом, для оценки влияния температурных деформаций на работу комплексной конструкции может быть принято $N_{f-x,z} \approx N_{s-x,z} \approx (\Delta P)r$.

Наиболее характерным случаем, определяющим температурные режимы эксплуатации большинства металлических резервуаров, является плавное изменение температур с одинаковыми их величинами ΔT во всех слоях стенок конструкции.

Совместное рассмотрение выражений, определяющих напряжения в стальной стенке резервуара и усиливающих фибропластиковых элементах (формулы (1) и (2)), абстрагированное от продольных напряжений оболочки и учитывающее равномерное изменение температур материалов всех слоев ΔT , позволяет получить соотношение между рассматриваемыми напряжениями, составляющее

$$\sigma_s = \frac{\sigma_f - \sigma_{f0}}{m} + \frac{P'r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} - \Delta\alpha \Delta T E_s, \quad (3)$$

где: $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_f$ — разность коэффициентов линейного температурного деформирования стали и слоя усиливающего фибропластика.

Показательным частным случаем вышеприведенного выражения, позволяющим четко оценить степень изменения внутренних усилий при температурных деформациях элементов конструкции, является загрузка оболочки резервуара, усиленного при отсутствующем начальном давлении (т.е. $P'=0$) без предварительного напряжения ($\sigma_{f0} = 0$):

$$\sigma_s = \frac{\sigma_f}{m} - \Delta\sigma_T. \quad (4)$$

где: $\Delta\sigma_T = \Delta\alpha \Delta T E_s$ — величина, определяющая изменения напряжений под воздействием температурных деформаций.

Изменения теоретических величин напряжений $\Delta\sigma_T$, обусловленных температурными деформациями элементов двухслойной оболочки, представлены на рисунке 2.

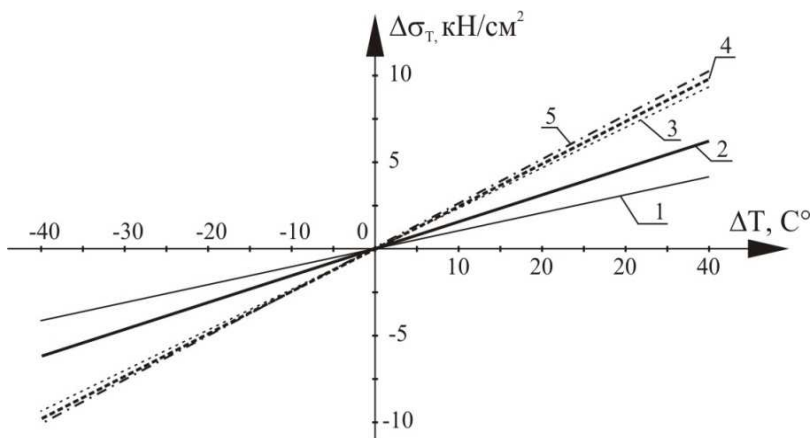


Рис. 2. Изменения теоретических величин напряжений, определяемых температурными деформациями, при использовании для армирования фибропластиков: 1 — Е-стекловолокна ($\Delta\sigma_T = \pm 4,1 \text{ кН/см}^2$ при $\alpha_f = 5,4 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$), 2 — S-стекловолокна ($\Delta\sigma_T = \pm 6,2 \text{ кН/см}^2$ при $\alpha_f = 2,9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$), 3 — высокопрочного (нормально модульного) углеродного волокна ($\Delta\sigma_T = \pm 9,3 \text{ кН/см}^2$ при $\alpha_f = -0,9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$), 4 — высокомодульного углеродного волокна ($\Delta\sigma_T = \pm 9,8 \text{ кН/см}^2$ при $\alpha_f = -1,45 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$), 5 — арамидного волокна ($\Delta\sigma_T = \pm 10,2 \text{ кН/см}^2$ при $\alpha_f = -2,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$)

Таким образом, увеличение эксплуатационных температур способствует снижению напряжений в металлической составляющей комплексной конструкции стенки резервуара и догрузению элементов ее фибропластикового усиления. Снижение же температур вызывает обратный эффект. При этом, как видно из графиков, температурный прирост напряжений в зависимости от типа армирующих фибропластиков волокон, при вполне реальных перепадах температур $\Delta T = \pm 40 \text{ } ^\circ\text{C}$, может достигать до $\pm 10,2 \text{ кН/см}^2$ (для арамидных волокон). Подобные термические изменения параметров напряженного состояния, ограничено отражаясь на работоспособности фибропластиков (учитывая абсолютные значения их прочностных показателей), фактически оказываются одним из решающих факторов, определяющих работоспособность металлических частей усиливаемых стенок цилиндрических резервуаров.

Вывод. Реализация перспективных конструктивных решений усиления стенок металлических цилиндрических резервуаров внешним поперечным армированием высокопрочными направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами требует учета влияния температурных деформаций таких систем на величины параметров напряженного состояния, обоснованного соответствующими экспериментальными исследованиями.

Литература

1. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65.
2. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.
3. Дзюба С.В. Консервация усталостных дефектов стенок металлических цилиндрических резервуаров предварительно напряженными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 32-39.
4. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордєєв, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
5. Егоров Е.А., Анализ надежности стальных резервуаров для хранения товарных нефтепродуктов // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 1999. – С. 61-65.
6. Егоров Е.А. Исследования и методы расчетной оценки прочности, устойчивости и остаточного ресурса стальных резервуаров, находящихся в эксплуатации / Сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 1996. – 99 с.
7. Егоров Е.А. Некоторые результаты и проблемы технического диагностирования стальных резервуаров для хранения нефтепродуктов // Зб. наук. праць Придніпровської ДАБА та Варшавського технічного ун-ту. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 1999. – С. 77-82.

8. Почтовик П.Г., Шаршунов Г.К. Повышение надежности резервуаров нефтеперекачивающих станций путем проведения промежуточных обследований // Металлические конструкции. / Сб. тр. МИСИ им. Куйбышева. – М.: МИСИ, 1984. – С. 127-132.

9. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю., Перельмутер А.В., Кулеба Г.В. Повышение работоспособности вертикальных монтажных сварных соединений стенки стальных цилиндрических резервуаров, построенных из рулонных заготовок // Автоматическая сварка, 2001, №7(589). – С. 27-32.

10. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю. О работоспособности вертикальных монтажных стыков стенки цилиндрических резервуаров большой емкости, построенных из рулонных заготовок // Нові рішення в проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквиуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 11-12.

11. Билецкий С.М., Голинько В.М., Барвинко Ю.П. Пути повышения эксплуатационной надежности сварных цилиндрических резервуаров, изготавливаемых из рулонизируемых заготовок // Автоматическая сварка, 1990, №3. – С. 50-52.

12. Правила технической эксплуатации резервуаров и инструкции по их ремонту. – М.: «Недра», 1988. – 182 с.

13. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. – М.: ЦНИИПромзданий, 1990.

14. Рекомендации по восстановлению несущей способности цилиндрических резервуаров способом усиления стенки стальными кольцевыми бандажами. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.

15. Рекомендации по эксплуатации резервуаров, усиленных методом постановки кольцевых бандажей. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.

16. О допусках на угловые деформации вертикальных сварных стыков в резервуарах вместимостью 10...50 тыс. м³ для хранения нефти и нефтепродуктов / Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько, В.В. Якубовский // Автоматическая сварка, 1991, №4. – С. 20-23.

17. О допусках на угловые деформации вертикальных стыков стенок нефтерезервуаров / Б.В. Поповский, Г.А. Ритчик, Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1991, №5. – С. 11-12.

18. ВСН 311-89. Монтаж вертикальных цилиндрических резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов вместимостью от 100 до 50000 м³. – М.: Минмонтажспецстрой СССР, 1990. – 60 с.

19. РД 39-30-1331-85. Инструкция по усилению вертикальных монтажных стыков стенок резервуаров РВС-20000. — Введ. с 01.01.86 по 01.01.91. — М., 1985. — 6 с.

20. Лялин К.В. Некоторые аспекты совершенствования конструкций и технологии сборки и сварки цилиндрических резервуаров // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1997, №7. — С. 10-13.

21. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю., Перельмутер А.В., Кулеба Г.В. Повышение работоспособности вертикальных монтажных сварных соединений стенки стальных цилиндрических резервуаров, построенных из рулонных заготовок // Автоматическая сварка, 2001, №7(589). — С. 27-32.

22. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. — Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. — 398 p.

23. Композиционные материалы: справочник. Под. ред. В.В. Васильева, Ю.М.Тарнопольского. — М.: Машиностроение, 1990. — 512 с.

24. Handbook of Composites. Edited by Peters, S.T. Second edition. — London: Chapman & Hall, 1998. — 1118 p.

25. Bryan Harris. Engineering Composite Materials. — London: The Institute of Materials, 1999. — 194 p.

26. FRP Design Guide, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. — 70 p.

27. Cripps, A., Harris, B. and Ibell, T. Fibre-reinforced polymer composites in construction, C564. — London: CIRIA, 2002.

28. Shcnoi, R.A., Moy, S.S.J., Hollaway, L.C. Advanced polymer composites for structural application. — Thomas Telford, 2002.

29. Mortensen A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. — Pergamon, 2007. — 958 p.

30. High-Performance Construction Material. Edited by Caijun Shi and Y.L. Mo. —World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2008. — 431 p.

31. Fibrous and composite materials for civil engineering applications. Edited by R. Figueiro. — Woodhead Publishing Limited, 2011. — 401 p.

32. Advanced fibre-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Edited by Jiping Bai. — Woodhead Publishing Limited, 2013. — 906 p.

33. CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Materials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, July 13th, 2004. – 144 p.

34. Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.

35. Металлические конструкции: Спец. курс / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.

36. Review of strengthening techniques using externally bonded fiber reinforced polymer composites. Report 2002-005-C-01. Project Leader Dr. Sujeeva Setunge. – CRC Construction innovation, 2002. – 67 p.

37. Kohzo Kimura, Hideo Katsumata. Applications of retrofit and repair using carbon fibers // Repairing Structures using Composite Wraps / – London: Kogan Page Limited, 2003. – P. 61-71.

38. Астряб С.М. Исследование прочности тонкостенных предварительно напряженных цилиндрических оболочек, работающих под равномерным внутренним давлением // Труды III Международной конференции по предварительно напряженным металлическим конструкциям. СССР, т. 1. –М.: 1971.

39. Астряб С.М., Гусев Б.М. Экспериментально-теоретическое исследование прочности предварительно-напряженной цилиндрической оболочки // Труды НИИХИММаш, №56. –М.: 1972.

40. Беленя Е.И. Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. –М.: 1975.

41. Беленя Е.И., Купалов К.К., Соболев Ю.В. Изыскание рациональной предварительно-напряженной конструкции аппарата высокого давления с цилиндрическим корпусом // Труды III Международной конференции по предварительно напряженным металлическим конструкциям. СССР, т. 2. –М.: 1971.

42. Беленя Е.И., Сафарян М.К., Рамазанов Э.Б. Экспериментальные исследования предварительно-напряженного стального резервуара // Экспрессинформация Мингазпрома, №23. –М.: 1968.

43. Ищенко Ю.К., Зайцева Л.Л., Астряб С.М. Опыт усиления стенки стального резервуара вместимостью 1000 м³ путем обмотки проволокой // Исследования новых методов сварки и процессов монтажа резервуаров / Труды ВНИИМСС, № 20. –М.: 1977.

**ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ
НА ВЫДЕРГИВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ПЛАСТИН,
ВКЛЕЕННЫХ В ДРЕВЕСИНУ**

**NUMERICAL ANALYSIS OF WORKING ON PULLING
GLUED STEEL PLATES IN WOOD**

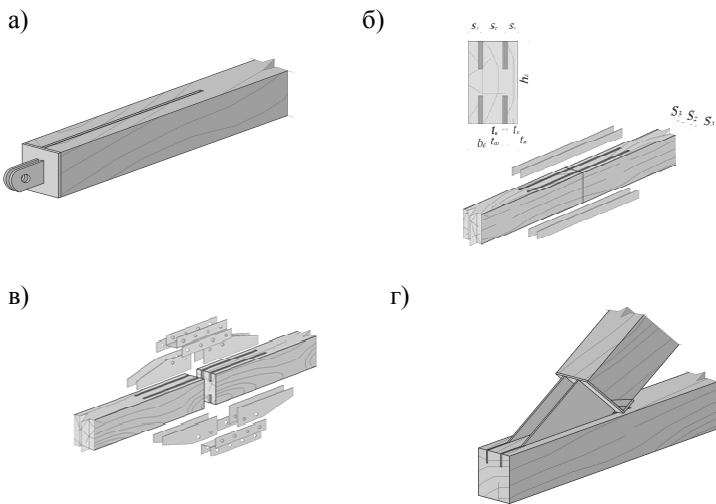
д.т.н., профессор Жаданов В.И., к.т.н. Руднев И.В., к.т.н. Рожков А.В., бакалавр Соболев М.М. (Оренбургский государственный университет, Россия - Сибирский федеральный университет, г. Красноярск, Россия)

doctor of technical sciences, professor Zhadanov V.I., candidate of technical sciences Rudnev I.V., , candidate of technical sciences Rozhkov A.V., bachelor Sobolev M.M. (Orenburg State University, Russia - Siberian Federal University, Krasnoyarsk, Russia)

Аннотация

В статье освещаются вопросы определения НДС соединения стальных пластин при их выдергивании из древесины численными методами. Определена область применения узлов на стальных клеенных пластинах и представлены их конструктивные решения. Приведены численные модели соединений, созданные в современных программных комплексах Проанализированы результаты вычислений и дано их сравнение с результатами экспериментальных данных.

На кафедре строительных конструкций Оренбургского государственного университета ведутся работы конструированию, усовершенствованию и внедрению в строительную практику узлов деревянных конструкций на стальных, клеенных в древесину пластинах [1, 2]. Соединение образуется путем клеивания в предварительно выбранные в древесине пазы стальных пластин с предварительно подготовленной поверхностью. В качестве клеевой композиции используются клеи на основе эпоксидной смолы ЭД-20. Несущая способность некоторых вариантов соединений такого типа, в частности, растянутых стыков и опорного узла ферм, затяжки арок, узлов структурных покрытий, обеспечивается работой на выдергивание пластин из массива древесины (см. рисунок 1).



а - односторонний растянутый стык; б – неразъемный растянутый стык;
в – разъемный растянутый стык; г – опорный узел фермы

Рисунок 5.2 – Варианты конструктивного решения узлов с применением стальных клеенных пластин

Для определения напряженно-деформированного состояния, возникающего в соединении при выдергивании пластин, в программных комплексах APM WinMachine (Россия) и ANSYS (США) были созданы конечно-элементные модели экспериментальных образцов с геометрическими размерами, приведенными на рисунке 2.

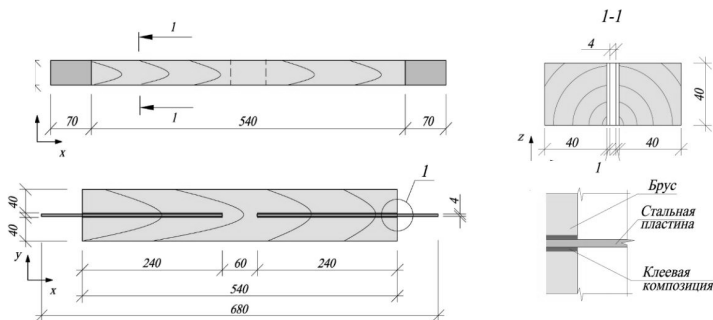


Рисунок 2. Геометрические размеры моделируемого образца

В ПК ANSYS модель создана с использованием конечного элемента типа SOLID-185, который ориентирован на трехмерное твердотельное моделирование конструкций, образован восемью узлами с тремя степенями свободы каждый. SOLID-185 обладает 3 типами геометрии: гексаэдр, призма и тетраэдр. В данной модели использовались тетраэдры, что видно из конечно-элементной модели, представленной на рисунке №3а.

В APM WinMachine для создания модели использовался модуль APM Structure3D, предназначенный для анализа и расчета напряженно-деформированного состояния трехмерных конструкций. В модели применялись восьмиузловые объемные элементы [4]. Генерация модели осуществлялась через создание сечения соединения, а затем вытягивания в длину и применения симметрии к модели. Конечно-элементная модель показана на рисунке 3б.

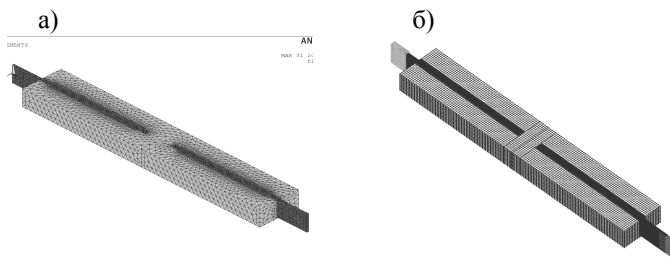


Рисунок 3. Конечно-элементные модели, созданные в ПК ANSYS (а) и APM WinMachine (б)

В программные комплексы вводились следующие значения физико-механических характеристик: для полосы - стали Ст3пс; для древесины – сосны 2-го сорта; для клея - клеевой композиции на основе эпоксидной смолы ЭД-20. В качестве нагрузки принята среднестатистическая разрушающая нагрузка в 20 кН, полученная при испытании серии натурных образцов на испытательной машине ИР-5047. Следует отметить, что большая часть образцов разрушилась от скалывания древесины вдоль волокна у контактной поверхности клея с древесиной. Другая часть образцов разрушилась отрывом по контакту клея с металлом.

В качестве основных результатов расчета на рисунках 4, 5 приведены сравнительные карты разрушающих напряжений – касательных в древесине, вызывающих ее скалывание вдоль волокна, и напряжений, отрывающих клеевую композицию от металла, - полу-

ченные в двух программных комплексах. Расхождение максимальных напряжений, подсчитанных в различных программных комплексах составило не более 1,5% при одинаковом характере их распределения по длине и сечению.

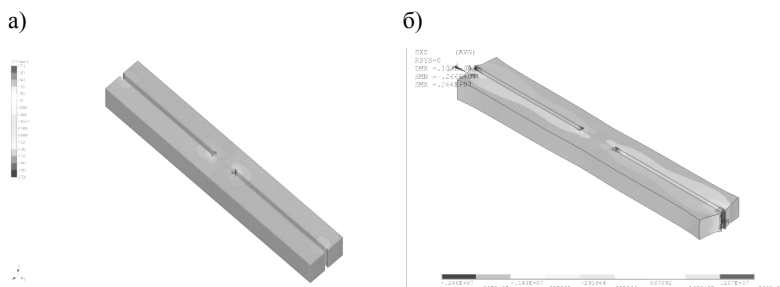


Рисунок 4. Карта касательных напряжений в бруске, полученная в ПК APMCivilEngineering (a) и ANSYS (б)

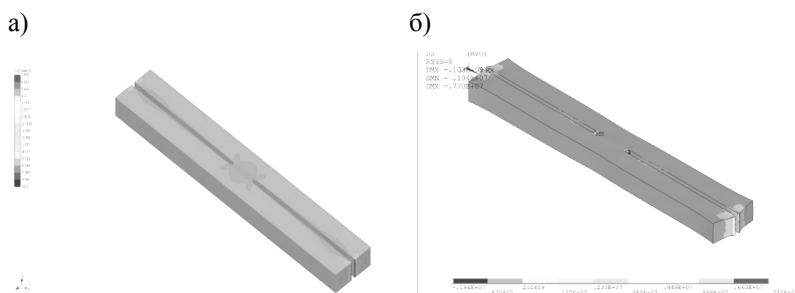


Рисунок 5. Карта нормальных отрывающих напряжений, полученная в ПК APMCivilEngineering (a) и ANSYS (б)

Этот факт свидетельствует об адекватности численных моделей и проведенных расчетов. Кроме этого, уровень разрушающих напряжений, полученный при конечно-элементном моделировании момента разрушения натурных образцов коррелируются с результатами натурных экспериментов. Ниже, в таблице 1 приведено сравнение параметров НДС для натурального и модельного экспериментов.

Расхождение параметров обусловлено, в том числе, особенностями компьютерных моделей, узловые соединения конечных элементов которого приняты жёсткими, что, с одной стороны, не совсем соответствует действительности в силу имеющейся адгезионной деформативности в зоне контакта клея с металлом и древесиной. С

другой стороны, уровень разрушающих напряжений в пределах погрешности вычислений соизмерим с имеющимися теоретическими и экспериментальными данными [4, 5].

Таблица 2.3 – Сравнительная таблица параметров НДС

Параметры в момент разрушения соединения	Расчетное сопротивление /Эксперимент	APM Structure 3D	ANSYS
Разрушающая нагрузка	20 кН	20 кН	20 кН
Уровень отрывающих напряжений	6 МПа / разрушение отрывом по контакту клей-металл у 1-го образцов из 7)	6,2 МПа	6,3 МПа
Уровень касательных напряжений в древесине	2,1 МПа /разрушение скалыванием древесины у 6-ти образцов из 7)	2,2 МПа	2,3 МПа

Список литературы:

1. Руднев И.В., Жаданов В.И., Дмитриев П.А. К вопросу применения клеенных металлических пластин в соединениях деревянных конструкций // 22-23 мая 2014г. - Архангельск: Изд-во ООО "Типография "ТОЧКА", 2014. С 378-383.
2. Руднев, И.В., Жаданов В.И., Лисов С.В. Соединения элементов деревянных конструкций с применением клеенных стальных пластин // Известия высших учебных заведений. Строительство. Новосибирск: 2014. №4. С. 5 – 8.
3. Руднев, И.В., Столповский Г.А. Применение CAD/CAE систем в расчетах на прочность соединений элементов строительных конструкций // 3-8 февраля 2014 г. – Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2014. – С. 441-446 - ISBN 978-5-4417-0309-3.
4. Турковский С.Б. Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК) – Турковский С.Б, Погорельцев А.А., Преображенская И.П. / Под общей редакцией С.Б. Турковского и И.П. Преображенской. - М.: РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ». 2013. - 308 с.
5. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная версия СНиП II-25-80. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – институт ОАО «НИЦ «Строительство». М.: 2011. – 87 с.

РАСЧЕТ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ НАГРУЗКЕ ПО ТРЕБОВАНИЯМ МОЛДАВСКИХ НОРМ

*Докт. техн. наук Золотков А.С. (Заместитель министра,
Министерство Регионального Развития и Строительства, Республика
Молдова)*

*Dr. Zolotcov A.S. (Deputy Minister, Ministry of Regional Development and
Construction, Republic of Moldova)*

Аннотация

Результаты выполненных научных исследований послужили основанием для разработки нового научного направления в области сейсмостойкого проектирования строительных конструкций по расчету прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели стены, которая довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволит получить повышенную безопасность зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Annotation

The results of the completed scientific research fundamentally contributed to the development of a new scientific direction in the area of seismic resistant design of building construction by calculation of monolithic walls resistance in oblique sections actions. The developed analytical method of calculation, as well as the dynamic model, based on the classic generalized calculated wall model, which reproduces fairly accurately its physical original, will allow increasing the safety of buildings and constructions with regards to seismic influence.

В мировой практике проектирования монолитных зданий применяются различные методы расчета стен зданий на действие поперечной нагрузки с учетом сейсмического воздействия. Большинство из них сугубо приближенные, основанные на рассмотрении существенно идеализированных расчетных моделей стен. Это обусловило необходимость проведения разносторонних исследований поведения монолитных зданий в различных силовых ситуациях при действии статических и вибродинамических нагрузок.

В результате проведенных экспериментальных и теоретических исследований была разработана расчетная модель (рис. 1), учитывающая одновременное действие в расчетном наклонном сечении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий, а также влияние технологических особенностей возведения монолитных зданий таких как раздельное бетонирование стен и устройство технологических швов.

Условие прочности по i -ому расчетному наклонному сечению (см. рис. 1) можно записать в виде системы уравнений:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos \gamma; \quad (1)$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \sin \gamma; \quad (2)$$

$$M_{i(o)} =$$

$$Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (3)$$

В уравнениях (1) ... (3):

N_i - равнодействующая вертикальной нагрузки для i -го расчетного сечения;

Q_i - перерезывающая сила от внешней горизонтальной нагрузки в i -ом сечении;

$M_{i(o)}$ - сумма моментов относительно точки O горизонтальных сил S_k ;

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (4)$$

Величину $M_{i(o)}$ иначе можно определять как момент равнодействующей горизонтальных сил S_k относительно точки O , находящейся на пересечении i -го сечения с линией действия усилия N_s .

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i \quad (5)$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k} \quad (6)$$

N_s, N'_s - равнодействующая напряжений соответственно в растянутой и сжатой контурной арматуре в расчетном сечении;

$N_{sq}, Q_{sw}, T_{s.inc}$ - равнодействующая напряжений соответственно в вертикальных и наклонных полевых стержнях, пересекаемых расчетным сечением;

N_t - равнодействующая напряжений σ_y на горизонтальном участке расчетного наклонного сечения;

Q_t - равнодействующая сил трения на горизонтальном участке расчетного наклонного сечения;

Q_b - сопротивление сжатой зоны бетона срезу;

N_b - равнодействующая напряжений σ_y в сжатой зоне стены;

Ошибка! Закладка не определена. x - длина сжатой зоны стены;

$Z_b, Z_s', Z_N, Z_t, Z_{qt}, Z_{sq}, Z_{sw}, Z_{s.inc}$ - плечи соответствующих сил относительно точки O .

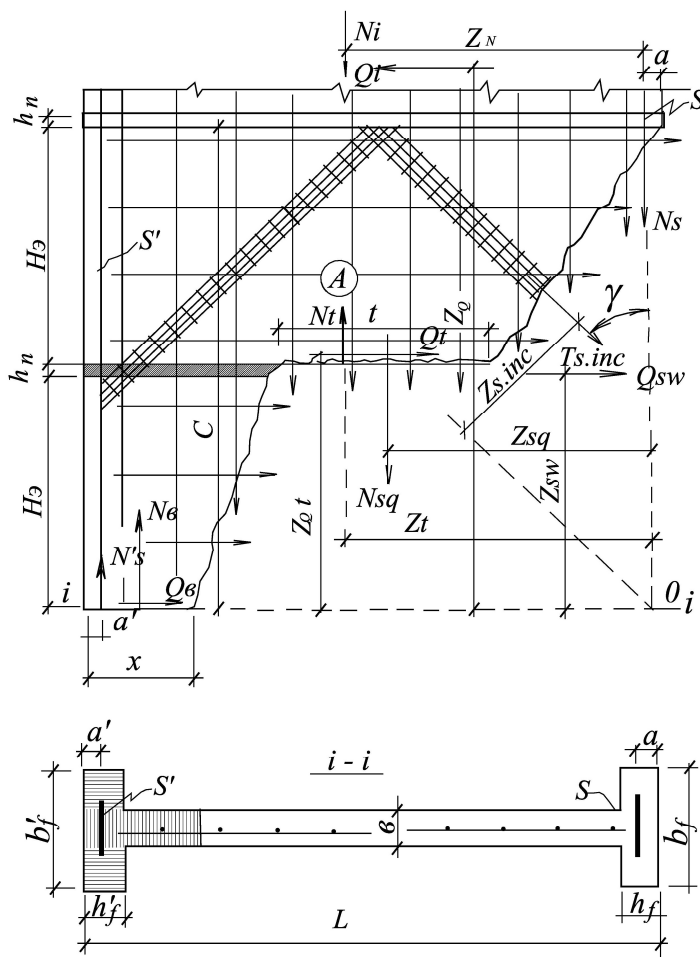


Рис. 1. Расчетная схема для расчета прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям.

Определим значения усилий, входящих в уравнения (1)...(3) для двух случаев работы стены: $x \leq h'_f$ и $x > h'_f$.

После определения значений усилий в бетоне и арматуре и поставив их в выражения (1)...(3), получим систему уравнений для i -го расчетного наклонного сечения стены.

а) при $x \leq h'_f$

В формуле (1) определяем:

$$N_b = 0,5\omega_1 R_b b'_f x, \quad (7)$$

где $\omega_1 = 0,95$ - коэффициент полноты эпюры напряжений σ_y .

$$N'_s = nR_b A'_s \frac{x-a'}{x}; \quad (8)$$

$$N_s = \psi_s R_s A_s; \quad (9)$$

$$N_{sq} = q_{sq}(L - h_f - x - t - S_q); \quad (10)$$

$$T_{s.inc} = \sum A_{s.inc} R_{s.inc}; \quad (11)$$

Тогда с учетом формул (7)...(11) и соответствующих преобразований уравнение (1) принимает вид:

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - x - t - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma; \quad (12)$$

В формуле (2) определяем:

$$Q_b = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x; \quad (13)$$

$$Q_t = fN_t; \quad (14)$$

$$Q_{sw} = q_{sw}(c - S_w). \quad (15)$$

Тогда с учетом формул (13)...(15) и соответствующих преобразований уравнение (2) принимает вид:

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \sin \gamma; \quad (16)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5H_e tg\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q)(L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N; \quad (17)$$

б) при $x > h'_f$

$$N_b = 0,5\omega_1 R_b \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \right]; \quad (18)$$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h_f'}{x} (b_f' - b) h_f' \right] + n A_s' \frac{x-a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq} (L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma; \quad (19)$$

$$Q_b = 0,74 R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h_f'}{x} \right) (b_f' - b) \frac{h_f'^2}{x} \right]; \quad (20)$$

$$Q_i = 0,74 R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h_f'}{x} \right) (b_f' - b) \frac{h_f'^2}{x} \right] + f N_t + q_{sw} (c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \sin \gamma; \quad (21)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h_f'}{x} (b_f' - b) h_f' \left(L - a - \frac{h_f'}{3} \cdot \frac{3x-2h_f'}{2x-h_f'} \right) \right] + n A_s' \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p) tg \beta + 0,5 H_e tg \alpha - x] - a + f (H_e + h_p) \right\} - 0,5 q_{sq} (L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5 q_{sw} (c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (22)$$

Для апробирования изложенного выше расчета прочности стен монолитных зданий была рассчитана стена без полевого армирования, подвергнутого виброиспытаниям до разрушения. Эта стена разрушилась при $Q = 870 \text{ kN}$.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА

$N_i = 3060 \text{ kN}$ – нагрузка от внешних воздействия (постоянных, короткого и длительного воздействий).

$$\begin{aligned} H_e &= 264 \text{ cm}; & L &= 640 \text{ cm}; & h_p &= 16 \text{ cm}; \\ h_f &= h_f' = 20 \text{ cm}; & b &= h_f' = 20 \text{ cm}; & b_f &= b_f' = 60 \text{ cm}; \\ a &= a' = 24 \text{ cm}; & h_0 &= L - a = 640 - 24 = 616 \text{ cm}; \\ c &= H_e + h_p + H_e = 264 + 16 + 264 = 544 \text{ cm}; \end{aligned}$$

$$tg \alpha = 16,2 \beta_p = 16,2 \frac{L}{H_e - h_p} = 16,2 \frac{640}{264 - 16} = tg 30^\circ = 0,577$$

$$tg \beta = 9,6 \beta_p = 9,6 \frac{L}{H_e - h_p} = 9,6 \frac{640}{264 - 16} = tg 22^\circ = 0,40$$

Бетон класса В20

$$R_b = 11,7 \text{ MPa} \left(117 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right);$$

$$R_{bt} = 0,918 \text{ MPa} \left(9,18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right);$$

$$R_{bsh} = \sqrt{0,5 R_b R_{bt}} = \sqrt{0,5 * 117 * 9,18} = 23,17 \text{ kg/cm}^2;$$

$$E_b = 27500 \text{ МПа} (275000 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}).$$

Контурная арматура класса А-III

$$R_s = 285 \text{ МПа} (3600 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2});$$

$$R_{sc} = 355 \text{ МПа} (3600 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2});$$

$$E_s = 180000 \text{ МПа} (1800000 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}); \quad n = E_s/E_b = 180000/$$

$$27500 = 6,55;$$

$$A_s = A'_s = 27,4 \text{ см}^2; \quad A_{sq} = 0; \quad A_{sw} = 0;$$

$$A_{s.inc} = 0;$$

$$\psi_s = 0,4.$$

Схема приложения инерционных сил дана на рис. 2.

ПРИМЕР РАСЧЕТА (прих $> h'_f$)

$$Z_N = 0,5L - a = 0,5 \times 640 - 24 = 296 \text{ см};$$

$$\sum_{k=0}^n S_k = 230,7 + 196,0 + 164,0 + 128,5 + 85 + 21 = 825 \text{ кН}$$

$$M_0 = 2,8 (230,7 \times 6 + 196 \times 5 + 164 \times 4 + 128,5 \times 3 + 85 \times 2 + 21 \times 1) = 10070 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Z_Q = \frac{10070}{825} = 12,1 \text{ м}.$$

Составим расчетные уравнения (19), (21) и (22):

$$N_i = 117 \left\{ 0,47 \left[20x + \frac{2x - 20}{x} (60 - 20) \cdot 20 \right] + 6,55 \cdot 27,4 \frac{x - 24}{x} \right\} - 0,4 \cdot 3600 \cdot 27,4 + N_t$$

откуда,

$$N_t = 236470 - 1100x + \frac{1383876}{x}.$$

Для стен реальных зданий в формулу (21) можно приближенно

принять $\left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) = 1$, тогда:

$$Q_b = 0,74 R_{bsh} \left[bx + (b'_f - b) \frac{h_f'^2}{x} \right];$$

$$Q_b = 0,74 \cdot 23,17 \left[20x + (60 - 20) \frac{20^2}{x} \right] = 17,15 \left[20x + \frac{16000}{x} \right] = 343x + \frac{274400}{x}$$

$$\begin{aligned}
Q_t &= fN_t = 0,7 \left(236470 - 1100x + \frac{1383876}{x} \right) \\
&= 165529 - 770x + \frac{968713}{x}; \\
Q_i &= Q_b + Q_t = 343x + \frac{274400}{x} + 165529 - 770x + \frac{968713}{x}; \\
Q_i &= 165529 - 427x + \frac{1243113}{x}.
\end{aligned}$$

Входящее в формулу (22) выражение $h_f'(3x - 2h_f')/3(2x - h_f')$ может без ощутимого ущерба для точности расчетов заменено на $0,45h_f'$.

$$\begin{aligned}
M_{i(o)} &= 117 \left\{ 0,47 \left[20x \left(640 - 24 - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-20}{x} (60 - 20) 20 (640 - 24 - 0,45 \cdot 20) \right] + 6,55 \cdot 27,4 \frac{x-24}{x} \cdot (640 - 24 - 24) \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [640 - (264 + 16) \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 264 \cdot 0,577 - x] - 24 + 0,7 \cdot (264 + 16) \right\} - \\
&306000 \cdot 296 = 117 \cdot \left\{ 0,47 \left[20x \left(616 - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-20}{x} \cdot 485.600 \right] + 179,5 \frac{x-24}{x} \cdot 592 \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [604,16 - x] + 172 \right\} - 90576000; \\
M_{i(o)} &= 367 \cdot x^2 - 112717x - \frac{36723492}{x} + 110310842.
\end{aligned}$$

Учитывая уравнение (5) т.е. $M_{i(o)} = Q_i Z_Q$

$$\begin{aligned}
Q_i Z_Q &= \left(165529 - 427x + \frac{1243113}{x} \right) \cdot 1210 = 200290090 - 516670x + \frac{1504166730}{x}; \\
367 \cdot x^2 - 112717x - \frac{36723492}{x} + 110310842 &= \\
&= 200290090 - 516670x + \frac{1504166730}{x}
\end{aligned}$$

После необходимых преобразований получим следующее уравнение:

$$\begin{aligned}
x^3 + 1101 \cdot x^2 - 245175x - 4198610 &= 0, \\
\text{откуда } x &= 203,7 \text{ см. Далее определим } N_t = 188 \text{ кН и } Q_i = 845 \text{ кН, т.е.} \\
\text{отклонение от экспериментального значения } Q_i (870 \text{ кН}) &\text{составило } 3\%.
\end{aligned}$$

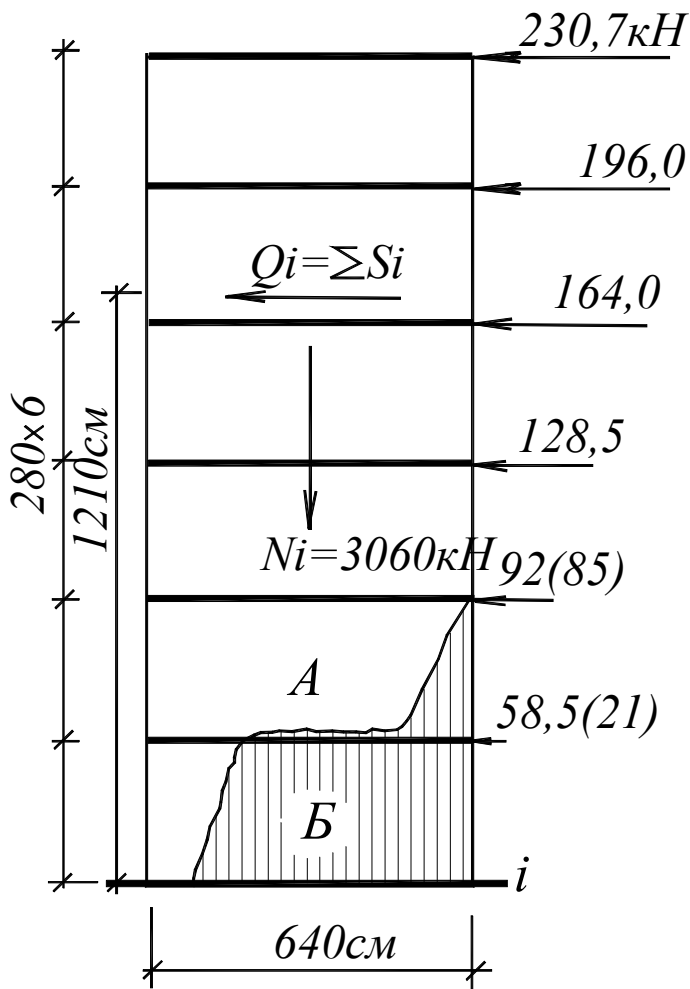
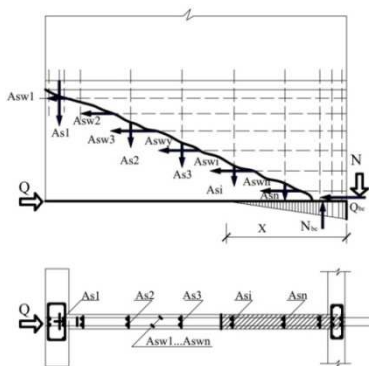
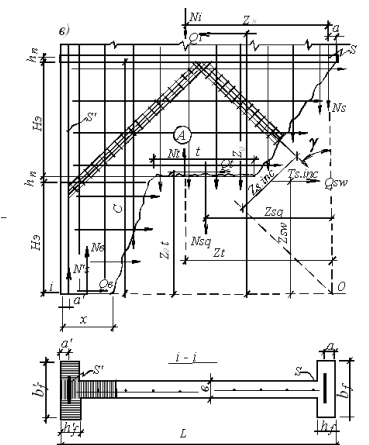


Рис. 2. Схема приложения инерционных сил
В табл.1 приведены результаты определения несущей способности указанной выше стены различными методами.

Таблица 1. Несущая способность стены без полевого армирования, определенная различными расчетными методами

№	Название документа (страна)	Поперечная сила в наклонном сечении, воспринимаемая бетоном, kN.	Отклонение расчетного значения несущей способности от экспериментального, %	Расчетная схема
1	2	3	4	5
1	СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции и. Основные положения. Москва 1985	3297	276	
2	Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.	3710	323	EC-2 Modelul de grindă cu zăbrele și notațiile în cazul elementelor cu armătură pentru forța distorsivă

3	РСН 13-87. Строительство монолитныхзданий в сейсмических районах Молдавско й ССР. Республика нские стро-ительные нормы. Часть I. Кишинев, 1988	1652	88	
4	РСН 13-87. Строительство монолитныхзданий в сейсмических районах Молдавско й ССР. Республика нские стро-ительные нормы. Часть I. Кишинев ", 1988. Согласно новому методу, начиная с 21 марта 2014 года.	845	3	

Примечание: Значение нагрузки, при которой разрушилась стена без полевого армирования, составляет 870kN

Анализ этих данных приводит к выводу, что за исключением методики, изложенной в Республиканских строительных нормах «РСН-13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Часть I.» все остальные методы дают завышенный расчетный прогноз несущей способности железобетонных стен при сейсмическом воздействии.

Что касается методики автора, то она основана на классической обобщенной расчетной модели стены, довольно близко воспроизводящей физический оригинал.

Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели включен в молдавских нормах РСН 13-87. «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Республиканские строительные нормы. Часть-I» и «NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006».

Список литературы:

1. Золотков А. С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Издание «Карта Молдовей», 2000.
2. РСН 13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Часть I, Изд. «Тимпул», Кишинев, 1988.
3. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва 1985.

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ДЕФОРМАТИВНО-ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОМОЩИ ВИТЫХ КРЕСТООБРАЗНЫХ СВЯЗЕЙ

RECOVERY DEFORMABILITY AND STRENGTH CHARACTERISTICS WOODEN STRUCTURES WITH TWISTED CRUCIATE RELATIONS

д.т.н., проф. Инжутов И.С., к.т.н., заведующий лабораторией ИСМиК Рожков А.Ф. (Сибирский федеральный университет, Инженерно-строительный институт, Россия)

Преподаватель Аркаев М.А. (Оренбургский государственный университет, Россия)

*Dr. Professor Inzhutov I.S., Ph.D., Head of the Laboratory ISMiK Rozhkov A.F. (the Siberian Federal University, Civil Engineering Institute, Russia)
Teacher Arkaev M.A. (the Orenburg State University, Russia)*

Аннотация

Приведены способы усиления деревянных конструкций зданий и сооружений, находящихся в режиме эксплуатации. Указаны результаты анализа различных способов усиления. Определены особенности использования наиболее распространенных типов соединительных элементов. Приведены пути совершенствования соединений на указанных типах механических связей.

Во время эксплуатации деревянных конструкций на объектах различного назначения воздействие различных факторов (использование материалов ненадлежащего качества, механические и иные повреждения, нарушение правил эксплуатации и пр.) приводит к снижению их эксплуатационной надежности и долговечности. В связи с этим возникает необходимость восстановления деформативно-прочностных характеристик эксплуатируемых конструкций зданий и сооружений путем их усиления и ремонта.

В настоящее время существуют различные способы усиления деревянных конструкций в целом или отдельных элементов, основные из которых приведены на рисунке 1.



Рисунок 1. Способы усиления деревянных конструкций

Анализируя вышеперечисленные методы усиления деревянных конструкций, можно сделать вывод, что наиболее простым, и в то же время эффективным способом восстановления эксплуатационных качеств деревянных конструкций является увеличение площади поперечного сечения элементов. Усиление указанным способом основывается на включении дополнительных элементов (элементов усиления) в общую работу конструкции, при этом совместность их работы обеспечивается при помощи соединительных связей.

При использовании такого способа усиливаемый элемент и элементы усиления образуют составной стержень, т.е. стержень, поперечное сечение которого состоит из нескольких частей, соединенных между собой. Если эти части соединены между собой жестко по всей длине, то полученный сложный стержень может считаться монолитным и рассматриваться, как один стержень. Однако, при проведении работ по усилению зданий и сооружений в условиях эксплуатации, ввиду технологической сложности не удается жестко соединить отдельные стержни, и применяются дискретные механические соединительные связи.

К основным типам соединительных связей относятся нагели (металлические и деревянные), болты, штифты, винты, шурупы, гвозди. При этом узлы деревянных конструкций на стальных связях имеют характерные особенности выбора соединительного элемента:

- гвозди и шурупы могут быть внедрены в массив древесины без предварительной рассверловки «пилотных» отверстий при диаметре не более 6 мм, имея при этом незначительную несущую способность;

- известные типы шурупов исключают возможность применения ударных, в том числе огнестрельного, способов их внедрения в древесину;

- для повышения несущей способности соединения применяют стальные цилиндрические нагели диаметром 10 мм и более, однако это требует предварительной рассверловки отверстий равного с нагелями диаметра;

- выполнение соединений на болтах так же требует предварительной рассверловки отверстий и возникает необходимость установки стяжных гаек, что приводит к увеличению трудоемкости;

- соединения на пластинчатых нагелях имеют повышенную трудоемкость изготовления и могут быть выполнены в заводских условиях при строгом контроле качества.

Для устранения вышеперечисленных недостатков канд. техн. наук, доцентом НГАСУ Шведовым В.Н. был разработан и исследован

новый тип соединительных элементов в виде крупноразмерных нагелей крестообразного поперечного сечения прямолинейной формы с возможностью их огнестрельной забивки (рисунок 2). Такие нагели исключают необходимость предварительного сверления отверстий, обладают высокой прочностью и жесткостью. В рамках исследований была изучена работа стальных стержней крестообразного поперечного сечения на изгиб, доказана их техническая эффективность и экономическая целесообразность применения.

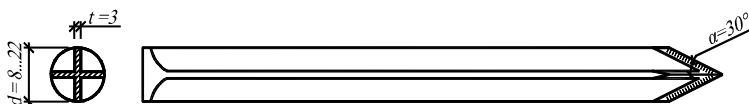


Рисунок 2. Стальной крестообразный стержень прямолинейной формы

Однако, несущая способность на выдергивание вышеуказанного типа нагелей незначительна, что вызывает необходимость замены в таких соединениях от 25% до 100% нагелей стяжными нагельными болтами. В связи с этим аспирантом кафедры «Строительные конструкции» ОГУ (г.Оренбург) Столповским Г.А. был разработан соединительный элемент в виде стального витого стержня крестообразного поперечного сечения (рисунок 3).



Рисунок 3. Стальной крестообразный стержень витой формы

Внедрение винтового стержня в массив древесины может быть осуществлено вручную при помощи тяжёлого молотка, вдавливанием гидравлическим прессом, огнестрельным способом. Для огнестрельной забивки стержней в построечных условиях используется отечественный строительно-монтажный пистолет типа ПЦ-84 с модернизированными наконечниками. Основным преимуществом предложенного типа соединительного элемента является его возможность воспринимать значительные выдергивающие усилия.

Вместе с тем, при сборке и возведении деревянных конструкций, а так же при их усилении, восстановлении и ремонте работа со-

единительных стальных стержней на чистый изгиб или выдергивание встречается довольно редко. Как правило, в соединениях деревянных конструкций чаще всего соединительные элементы работают на совместное восприятие изгибающих и выдергивающих усилий, являясь в расчетном отношении растянуто-изгибаемыми элементами.

Доказанная технико-экономическая эффективность использования витых крестообразных стержней при их работе на выдергивание, позволяет сделать вывод о целесообразности их дальнейшего изучения в соединениях, при работе витых крестообразных стержней на изгиб и растяжение с изгибом.

Практическая значимость дальнейших исследований заключается: в разработке и внедрении в практику проектирования соединений на витых крестообразных стержнях, как для новых конструкций, так и для усиления и восстановления существующих; оценке технико-экономической эффективности усиления деревянных конструкций с использованием стальных стержней крестообразного поперечного сечения витой формы.

Список литературы:

1. Шведов В.Н. Соединения деревянных элементов на нагелях крестообразного сечения, забитых огнестрельным способом // Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. - Новосибирск, 1999. - 185с.

2. Столповский Г.А. Соединения деревянных элементов на витых крестообразных стержнях, работающих на выдергивание // Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук – Оренбург 2011 г. – 186 с.

3. Аркаев М.А., Столповский Г.А., Шмелев К.В., Сергеев М.И. Способы усиления стержневых деревянных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений (статья). Вестник Оренбургского государственного университета, 2013, №5. - с. 158-163

4. Жаданов В.И., Столповский Г.А., Зиновьев В.Б., Аркаев М.А. Особенности расстановки витых стержней в узловых сопряжениях деревянных конструкций. Известия вузов. Строительство. - №5. - 2014. - С. 91-97

**ОЦЕНКА СООТВЕТСТВИЯ МЕР ПО ЗАЩИТЕ
ОТ КОРРОЗИИ ТРЕБОВАНИЯМ НАДЕЖНОСТИ
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**
**ASSESSMENT OF COMPLIANCE OF CORROSION PROTECTION
MEASURES WITH RELIABILITY REQUIREMENTS OF
STRUCTURAL STEEL**

*д.т.н., проф. **Королёв В.П.**, (ГВУЗ «Приазовский государственный
технический университет», г. Мариуполь), center_sts@ukr.net*

*Prof. Dr.-Ing. **Korolov V.P.**, (State Higher School
«Priazovsky State Technical University», Mariupol)*

*ст. н.с., **Магунова Н.Г.** (ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского», г. Киев)*

*Senior Researcher, **Magunova N.G.**, («V.N. Shimanovsky Ukrinstalkon»
LTD, Kiev)*

*ст. преп. **Годун Т.Н.** (ГВУЗ «Приазовский государственный
технический университет», г. Мариуполь)*

*Senior Teacher, **Godun T.N.**, (State Higher School
«Priazovsky State Technical University», Mariupol)*

Аннотация

Выполнен анализ современных нормативных положений, устанавливающих требования надежности проектированию системы противокоррозионной защиты конструкций (СПЗК). Рассмотрены условия необходимые при расчетном определении и оценке соответствия сроков службы металлических конструкций и их защитных покрытий на основе метода предельных состояний. Представлен порядок выполнения расчетно-измерительного контроля и статистического обоснования технических характеристик коррозионной стойкости и долговечности при подтверждении соответствия проектных требований противокоррозионной защиты металлоконструкций.

Основным результатом теоретических и экспериментальных исследований является разработка расчетно-измерительного метода оценки соответствия проектных требований СПЗК при эксплуатации строительных объектов.

Ключевые слова: коррозионная стойкость, долговечность, первичная защита, вторичная защита, расчетно-измерительный метод, оценка соответствия, металлические конструкции, предельные состояния.

The current regulations have been analyzed which determined the reliability requirements for design of the system for corrosion protection of

structural steel (SCPSS). Conditions have been considered which are necessary for determining and estimating the conformity of metal structure service life and their protective coatings based on the limit state method. The order is provided of carrying out the computational and measurement inspection and statistical justification of corrosion resistance and durability specifications when assessing conformity of the design requirements for corrosion protection of structural steel.

The main result of the theoretical and experimental studies is the development of the computational and measurement method for assessing compliance of the design requirements for SCPSS in the course of building facility operation.

Key words: corrosion resistance, durability, primary protection, secondary protection, computational and measurement method, compliance assessment, structural steel, limit states.

Постановка проблемы. На всех этапах развития и совершенствования металлических конструкций значительное внимание уделялось дополнительным мерам, направленным на повышение коррозионной стойкости и огнезащиты сооружений [1, 2].

Как известно, основные требования EN 1990 по обеспечению качества и надежности конструкций должны быть выполнены путем расчета по методу предельных состояний с использованием частных коэффициентов безопасности, приведенных в EN 1990, и сочетаний нагрузок, установленных в EN 1991. Обеспечение несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности осуществляется согласно правил EN 1993.

Противопожарные нормы EN 1993-1-2 определяют подход к проектированию конструкций с учетом предела огнестойкости. Проверку соответствия огнестойкости требованиям пассивной противопожарной защиты выполняют на основании анализа конструктивных систем, их частей и отдельных конструкций с применением опытных или табличных данных, упрощенных и общих методов расчета. Анализ проводится для установленных расчетных ситуаций моделей тепловых и механических воздействий и характеристик конструкций.

В отличие от расчетных моделей EN 1990, EN 1991 для обеспечения коррозионной стойкости по нормам EN 1993 используются характеристики систем защитных покрытий (EN ISO 12944, EN 1461) и нержавеющей стали (EN 1993-1-4). Таким образом, ограничиваются возможности анализа эксплуатационных и аварийных воздействий для расчетной оценки долговечности с учетом износа. Негативные воздействия в условиях старения материалов, коррозии или усталости пред-

лагається учитивати путем надлежашчого вибору матеріалів (EN 1993-1-4 і EN 1993-1-10),или путем конструктивного запаса і вибору відповідуючої системи захисту від корозії.

На основі вищеизложеного можна заключити, що принципи оцінки надійності споруджень, сформулировані в EN 1990 і EN 1991 успішно реалізовані при побудові правил визначення вогне-стійкостистальних конструкцій EN 1993-1-2. Разом з цим, неосомненну актуальність представляє розрахункова оцінка надійностісистем протикорозійної захисту сталевих конструкцій по методу предельних состояний з використанням частних коефіцієнтів безпеки по правилам EN 1990, і поєднаній навантажень, установлених в EN 1991.

Цель и задачи исследования.Целью статьи является формирование единого методологического подхода к оценке коррозионной защищенности по требованиям надежности стальных конструкций, определенных EN 1990, EN 1991 и EN 1993.

Реализация работ в данном направлении связана с научно-техническим сопровождением положений ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування», розробаного ТК-301 «Металлобудівництво».

ПК 4 «Протикорозійний захист у металобудівництві» образован в составе ТК-301 на базе кафедры «Строительство, техническая эксплуатация и реконструкция» («СТЭР») ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет» («ПГТУ») в 2011 г. По результатам теоретических и экспериментальных исследований определен порядок расчетов на коррозионную стойкость, долговечность и ремонтпригодность по предельным состояниям для обеспечениякачества СПЗК в соответствии с заданным уровнем коррозионной опасности строительного объекта[3 – 5].

Представленные в данной работе материалы направлены на обоснование предложений по разработке нормативных документов для развития системы обеспечения качества, надежности и безопасности конструкций и сооружений:

- ДСТУ Б В.2.6-XX0 «Керівний документ щодо підтвердження відповідності засобів та методів протикорозійного захисту металевих конструкцій рівню корозійно ї небезпеки будівельних об'єктів» відповідно до Законів України: «Про стандартизацію», «Про стандарти, технічні регламенти та процедури оцінки відповідності»;

- ДСТУ Б В.2.6-XX1 «Настаново щодо контролю, діагностики та відновлення якості заходів захисту від корозії при

експлуатації металевих конструкцій» для замены пособия [6] к СНиП 2.03.11-85.

Требования к надежности при проектировании СПЗК. При разработке основных положений ДСТУ Б В.2.6-193 использованы базовые требования EN 1990 к предельным состояниям строительных конструкций. Проектирование противокоррозионной защиты включает процессный подход к управлению надежностью металлических конструкций. Сущность процессного подхода при выборе СПЗК заключается в анализе признаков коррозионной опасности (KI–KV), а также возможностей повышения коррозионной защищенности (ZI–ZIV) в соответствии с условиями табл. 1.

Таблица 1 – Обобщенная матрица выбора уровня показателей надежности СПЗК

Обозначение воздействий	Интервальные оценки коэффициента готовности противокоррозионной защиты (K_g) и степени агрессивности воздействий, (K , мм/год)				
	$0 < K_g \leq 0,1$	$0,1 < K_g \leq 0,3$	$0,3 < K_g \leq 0,5$	$0,5 < K_g \leq 0,7$	$0,7 < K_g \leq 1,0$
СА	Слабоагрессивные, $0,01 < K \leq 0,05$				
	KI	ZIV	ZIII	ZII	ZI
НА	Низкоагрессивные, $0,05 < K \leq 0,15$				
	KII	KI	ZIV	ZIII	ZII
ВА	Высокоагрессивные, $0,15 < K \leq 0,30$				
	KIII	KII	KI	ZIV	ZIII
ОВА	Очень высокоагрессивные, $0,30 < K \leq 0,50$				
	KIV	KIII	KII	KI	ZIV
СА	Сильноагрессивные, $K > 0,50$				
	KV	KIV	KIII	KII	KI

Область применения показателей надежности СПЗК включает обоснование проектного срока службы, долговечности и управление качеством средств и методов противокоррозионной защиты конструкций (СМПЗК).

Целевым критерием надежности для СПЗК определен коэффициент готовности, который является комплексным показателем ремонтпригодности по конструктивным и технологическим мерам первичной и вторичной защиты металлоконструкций.

Положения 6 раздела ДСТУ Б В.2.6-193 обеспечивают возможность задания требований по надежности к СПЗК, что позволяет производить расчетную или расчетно-измерительную оценку показателей качества по данным сертификатов соответствия СМПЗК.

Указанное обстоятельство является принципиальным отличием от норм СНиП 2.03.11-85, в котором конструктивное исполнение защит-

ного покрытия включало требования табл. 29, а рекомендуемые материалы были ограничены справочным приложением 15.

В соответствии с требованиями ДСТУ Б В.2.6-193 конструкции и их защитные покрытия должны проектироваться, возводиться и эксплуатироваться таким образом, чтобы на протяжении проектного срока службы был обеспечен необходимый уровень надежности и экономической целесообразности:

- выдерживать воздействия и влияния, возникающие на протяжении сроков возведения и предполагаемого использования;
- отвечать заданному уровню коррозионной защищенности, обладать достаточной коррозионной стойкостью, эксплуатационной пригодностью и долговечностью;
- обеспечивать конструктивную приспособленность и технологическую рациональность с учетом уровня коррозионной опасности;
- сохранять работоспособность в условиях мониторинга и диагностики коррозионного состояния по критериям живучести.

Реализация поставленных задач связана с использованием статистических методов для определения характеристических и расчетных значений коррозионной стойкости материалов и защитных покрытий, нормирования коррозионных воздействий и их сочетаний, оценки частных коэффициентов надежности СПЗК.

Проверка коррозионной защищенности по предельным состояниям. Коррозионно-разрушение металлических конструкций определяется внешними воздействиями в режиме эксплуатации и зависит в первую очередь от степени агрессивности среды. Учет электрохимической кинетики коррозионного разрушения в прочностных расчетах производится на основе физических моделей, характеризующих изменения геометрических параметров и свойств материала во времени при действии нагрузок и агрессивных воздействий. С точки зрения аппарата строительной механики, допустимо при заданной СПЗК снижение несущей способностей конструктивных элементов можно учитывать в расчетах по предельным состояниям с помощью фиктивных внешних нагрузок [7, 8]. Задача обеспечения технологической безопасности для установленного уровня коррозионной опасности заключается в обосновании расчетных ситуаций по условиям живучести при наличии коррозионных повреждений (рис.1).

Расчет на коррозионную стойкость, долговечность и ремонтную пригодность стальных конструкций связан с проверкой предельных состояний при заданном уровне коррозионной опасности. Расчеты предлагается выполнять с помощью частных коэффициентов, представленных в табл. 2.

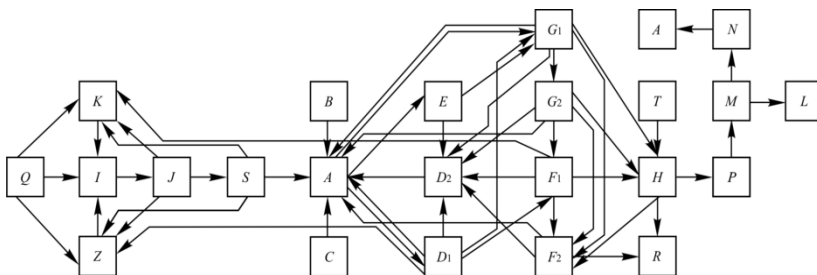


Рис.1. Обобщенная структурная модель расчетных ситуаций по вариантам признаков $A-Z$ проявления коррозионной опасности

Обзор структуры частных коэффициентов надежности по данным табл. 2 позволяет заключить, что разработанный подход к проверке предельных состояний СПЗК соответствует условиям моделирования основных переменных, определяющих признаки коррозионной защищенности и коррозионной опасности стальных конструкций.

Таблица 2—Частные коэффициенты при проверке предельных состояний

Основные переменные	Частные коэффициенты				
	Условия EN 1990		Условия национальных стандартов		
	Наименование	Обозначение	Наименование	Обозначение	Нормы
Воздействия	Коэффициент надежности по воздействиям	γ_f	Коэффициент надежности по воздействиям	γ_{fk}	ДСТУ Б В.2.6-193
			Коэффициент надежности по коррозионной стойкости материала	γ_{mk}	
Материалы, покрытия	Коэффициент надежности свойств материала	γ_m	Коэффициент надежности первичной защиты	γ_{zk}	ДСТУ Б В.2.6-XX0
			Коэффициент надежности створичной защиты	γ_{zn}	
			Коэффициент учета эффекта воздействия	γ_{sf}	
Эффекты воздействий	Коэффициент учета эффекта воздействий	γ_{sd}	Коэффициент коррозионных потерь	γ_{cf}	ДСТУ Б В.2.6-XXI

Статистическое оценивание возможных отклонений характеристик материалов и воздействий в неблагоприятную сторону от их нормативных значений A_n , позволяет обосновать коэффициенты надежности по воздействиям γ_{jk} и материалу γ_{mk} . Коэффициент надежности по воздействиям γ_{jk} , зависит от степени агрессивности и категории размещения конструкций (ДСТУ Б В.2.6-193, табл. 2).

Коэффициенты надежности против коррозионной защиты (γ_{zk} , γ_{zn}) учитывают допустимые отклонения эксплуатационных характеристик коррозионной защищенности конструктивных элементов в зависимости от категории ответственности СПЗК. Требования к показателям долговечности первичной и вторичной защиты устанавливаются с учетом заданного срока службы T_m стальных конструкций и степени агрессивности воздействий среды A_n .

Расчетно-измерительный метод обеспечения качества СПЗК. Подтверждение соответствия включает выполнение определительных испытаний образцов или фрагментов конструкций для подтверждения соответствия показателей качества СПЗК заданным расчетным значениям частных коэффициентов (рис.2).



а) ускоренные испытания материалов и покрытий;



б) стендовые испытания при оценке эффектов воздействий.

Рис. 2. Основные типы испытаний первой категории по EN 1990

Оценки характеристического или расчетного значения отдельной характеристики материала или модели производится статистическим методом с учетом размера выборки и определительных признаков коррозионного состояния (ОПКС). В соответствии с требованиями ДСТУ Б В.2.6-193 интервальные характеристики ОПКС используются для контроля соответствия категории ответственности СПЗК уровню коррозионной защищенности или опасности строительного объекта.

Подтверждение соответствия показателей качества СМЗК требованиям конструктивной и технологической безопасности СПЗК производится расчетным или расчетно-измерительным методами на основе данных проектной спецификации:

- нормативных (базовых, характеристических) воздействий и репрезентативных значений факторов коррозионной агрессивности;
- расчетных характеристик коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности конструкций и их защитных покрытий;
- классификационных признаков уровня коррозионной опасности стальных конструкций и их защитных покрытий по категории ответственности;
- логистической структуры постоянных, временных и аварийных расчетных ситуаций менеджмента качества противокоррозионной защиты.

Установленная последовательность этапов обеспечения качества и надежности противокоррозионной защиты строительных металлоконструкций отражает стратегию деятельности DMAIC (define, measure, analyze, improve, control): определение, измерение, анализ, совершенствование и контроль.

Нормирование показателей надежности СПЗК способствует систематизации ОПКС для выполнения мониторинга, диагностики и риск-анализа коррозионной защищенности конструкций зданий и сооружений [9,10].

Выводы. Базовые принципы строительных Еврокодов и положения ДБН В.2.6-198 и ДСТУ Б В.2.6-193 позволяют сформировать единый методологический подход к заданию надежности металлических конструкций и их защитных покрытий. На основании анализа принципов и правил EN 1990 обоснована структура частных коэффициентов надежности метода предельных состояний, позволяющая производить подтверждение соответствия мер противокоррозионной защиты с помощью расчетных ситуаций по признакам коррозионной опасности.

Список литературы:

1. Исаенко Д.В. Механизмы обеспечения безопасности зданий и сооружений в контексте положений Закона Украины «О регулировании градостроительной деятельности» / Промислове будівництво та інженерні споруди, №4, 2012, с. 2-7.
2. Шимановський О.В., Корольов В.П. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних

конструкцій / Промислове будівництво та інженерні споруди, №1, 2008, с. 4-9.

3. Королёв В.П. Реинжиниринг для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений / Королев В.П., Лотоцкий О.Б., Филатов Ю.В. // Промислове будівництво та інженерні споруди, №2, 2008, с. 26–33.

4. О.М. Гібаленко. Методологічні підходи до забезпечення якості та надійності протикорозійного захисту будівельних металоконструкцій/ Промислове будівництво та інженерні споруди, №2, 2016, с. 13-20.

5. Булєєв І.П. Нормативно-правове забезпечення технічного стану будівельних конструкцій за рівнем корозійної небезпеки / Булєєв І.П., Коновалов О.Ф., Корольов В.П. Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011, № 3, с. 25 – 29.

6. Пособие по контролю состояния строительных металлических конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах, проведению обследований и проектированию восстановления защиты конструкций от коррозии (к СНиП 2.03.11-85) / Сост.: Голубев А.И., Горохов Е.В., Королев В.П. и др. М.: Стройиздат, 1989. – с.51.

7. V. Korolov. Management of the Quality of Corrosion Protection of Structural Steel Based on Corrosion Risk Level / V. Korolov, Yu. Filatov, N. Magunova, P. Korolov // Journal of Materials Science and Engineering A & B, Volume 3, Number 11. New York: David Publishing Company, 2013. P. 740 – 747.

8. Королёв В.П. Нормативное регулирование надежности и безопасности систем противокоррозионной защиты металлоконструкций / Королёв В.П., Кущенко И.В. // Промышленное и гражданское строительство, 2016, № 1, с. 37 – 42.

9. В. Корольов. Моніторинг і діагностика будівельних металоконструкцій на основі ознак корозійної небезпеки/ В. Корольов, Ю. Селютін, І. Кущенко, Т. Годун // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2016. – № 11. – С. 276–283.

10. В. Корольов. Теоретичні і практичні аспекти ризик-аналізу корозійної захищеності конструкцій і устаткування промислових підприємств/ В. Корольов, Ю. Висоцький, О. Шевченко, П. Корольов / Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2016. – № 11. – С. 284–291.

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В УКРАИНЕ

Купченко Ю.В.

*(Одесская Государственная Академия Строительства и
Архитектуры)*

АНОТАЦІЯ: Сталь – універсальний конструкційний високоміцний і найбільш доцільний матеріал, що забезпечує безальтернативні переваги з точки зору термінів і вартості будівництва.

АННОТАЦИЯ: Сталь – универсальный конструкционный высокопрочный и наиболее целесообразный материал, обеспечивающий безальтернативные преимущества с точки зрения сроков и стоимости строительства.

ANNOTATION: Steel – universal construction with high durability and most expedience material, providing pre-eminences in terms and building cost.

Ключевые слова: сталь, стальные каркасы, стальное строительство, сроки строительства, композитные перекрытия, функциональность.

Сталь – это важнейший материал, способствовавший историческому развитию целых народов и эволюции экономик многих стран.

Сталь является универсальным высокопрочным материалом, позволяющим сокращать сроки строительства, обеспечивать долговечность, эксплуатационную гибкость, значительно повышать функциональность и создавать неповторимые архитектурные решения. Строительные объекты с применением стали многие десятилетия демонстрируют эффективность, экономичность и эстетичность. Уровень производства металлов постоянно повышается и в 2015 году достиг 1650 млн. тонн (рис.1).

Самую высокую скорость строительства реализует монтаж стальных каркасов заводской готовности. Что обеспечивает значительную экономию времени по сравнению с возведением монолитно-бетонного каркаса, а также снижает затраты на финансирование и накладные расходы, связанные с управлением строительством. Малые сроки строительства минимизируют риски изменения стоимости проекта, возникающие в результате роста цен в

период возведения сооружения. Скорость монтажа один из главных критериев выбора в пользу стали.

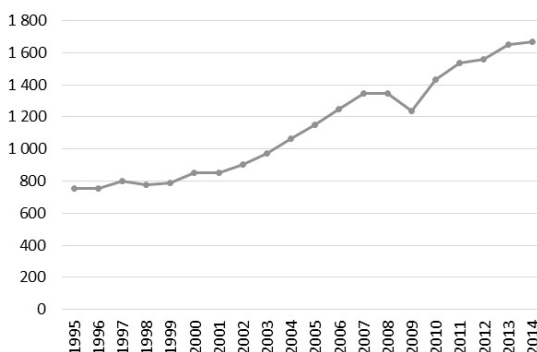


Рис. 1. Рост мирового производства стали, млн. тонн

В 2012 году компания Broad Sustainable Building (BSB) построила 30-этажное здание отеля T30 в китайской провинции Хунань со скоростью, которую сложно представить, – всего за 360 часов или 15 дней. За эти 15 дней было создано не просто здание, а полностью готовая к эксплуатации гостиница – с коммуникациями и мебелью во всех помещениях. Небоскреб общей площадью 17 тысяч квадратных метров способен выдерживать подземные толчки магнитудой до 9 баллов по шкале Рихтера.

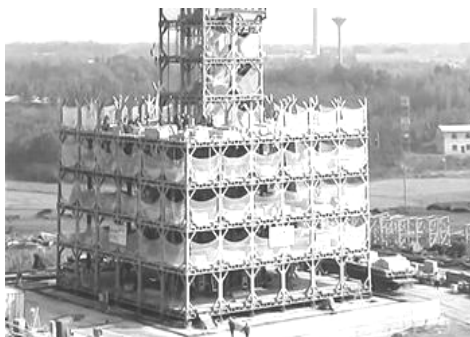


Рис. 2. Отель Т30, провинция Хунань, Китай

К сожалению, многие считают, что стальное строительство дороже, чем строительство из бетона. Это – миф. Вес стального здания на 40...60% ниже, чем здания из бетона. Что приводит к более

легким фундаментам – снижается расход материалов для устройства фундаментов на 20...30 %. Стальные каркасы с увеличено-пролетной схемой сетки колонн дешевле на 5...7 % монолитно-бетонного каркаса. Кроме того, при сетках колонн более 8×8 м, применение бетонных технологий становится не эффективным. А ведь большие открытые внутренние пространства, без опор, всегда являются более привлекательными. Также при стальном строительстве значительно сокращается количество персонала (в 2...3 раза), работающего на площадке.

Монтаж стальных каркасов редко зависит от погодных условий, в то время как отрицательные температуры негативно влияют на скорость и стоимость бетонных работ.

Стальные конструкции обеспечивают сооружениям архитектурную выразительность – любые формы, легкие изящные линии, огромные пространства без внутренних опор...

Для минимизации высоты здания инженерные сети размещают через отверстия (перфорацию) в стальных балках. Чтобы минимизировать затраты на огнезащиту применяют системы сталебетонных композитных перекрытий. Композитная работа балок, стального профилированного настила и армированного бетона позволяет существенно снизить расход арматуры, бетона и трудозатрат. При этом процесс происходит без продолжительной установки и демонтажа опалубки, связанных с обычными бетонными работами.

Сегодня, в период глобализации, все больше украинских инвесторов строительства понимают, что металлические конструкции позволяют быстро возводить функциональные и экономически успешные объекты, все чаще реализуются самые невероятные архитектурные и конструктивные решения коммерческой, жилой и инфраструктурной недвижимости с применением стали.

Наша страна занимает лидирующие позиции в мире по производству стали (табл. 1). А доля стали в несущих каркасах коммерческой недвижимости в Украине не превышает 25 %, в жилом сегменте этот показатель менее 1 %. И в это же время доля металлоконструкций в каркасах многоэтажных зданий Европы, США и Китая достигает 60%, а в Великобритании доходит до 70%.

В Украине исторически сложилось слабое развитие стального строительства, и, как следствие, сильная проектная школа и «привязанность» к бетону – основной технологией при возведении зданий и сооружений остаются железобетонные конструкции. Для более активного применения металлоконструкций необходимо

оптимизировать отечественные проектные нормы и нормы огнестойкости строительных конструкций, преодолеть слабую осведомленность заказчиков строительства о преимуществах стальных решений и миф о том, что сталь дороже бетона.

Табл. 1. Рейтинг стран по производству стали

Место	Страна	Млн. т
1	Китай	822
2	Япония	110.7
3	США	88.2
4	Индия	86.5
5	Южная Корея	71.5
6	Россия	71.5
7	Германия	42.9
8	Турция	34
9	Бразилия	33.9
10	Украина	27.2
11	Италия	23.7
12	Тайвань	23.1
13	Мексика	19
14	Иран	16.3
15	Франция	16.1

Вывод: Наиболее целесообразный материал, дающий безальтернативные преимущества с точки зрения сроков и стоимости строительства, – это сталь. Для более активного применения металлоконструкций необходимо оптимизировать отечественные проектные нормы и нормы огнестойкости строительных конструкций, преодолеть слабую осведомленность заказчиков строительства о преимуществах стальных решений.

Литература

1. ДБН В.2.6 – 198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»/ Мінрегіон України, Київ, 2014. – 199 с.
2. О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лаврінченко, І.Д. Белов, В.О. Володимирський «Металеві конструкції»/ 2-е видання. Київ, «Сталь», 2010. – 869 с.
3. Материалы ассоциации Украинского центра стального строительства.

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ СТРОЯЩИХСЯ В СЕЙСМИЧЕСКИ
ОПАСНЫХ РАЙОНАХ
DETERMINATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS
FRAME BUILDING UNDER CONSTRUCTION IN SEISMIC
AREAS**

*к.т.н. Михайлов А.А., аспирант Михайлова Н.А., Михайлов А.А.
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры,
Украина)*

*Candidate of Technical Sciences Mikhailov A.A., postgraduate
Mikhailova N.A., Mikhailov A.A. (Odessa State Academy of Building and
Architecture, Ukraine)*

Аннотация: Работа посвящена исследованиям влияния на динамические характеристики каркасных зданий неучтённых в расчетах жесткостных параметров стенового заполнения рам каркаса.

Annotation: The work is devoted to research of influence on the dynamic characteristics of the frame buildings unaccounted for in the calculation of the stiffness parameters of the wall filling the frame.

Многочисленные исследования динамических характеристик каркасных зданий, проводимых с использованием вибрационных машин, а также возбуждением собственных колебаний ударными способами, мгновенным сбросом нагрузок, микросейсмическими, ветровыми и прочими воздействиями, выявили отличие расчётных показателей периодов колебаний от полученных данных при испытаниях на 30-50% и более. [1,2,3]. Разбежность данных, полученных в результате расчётно-экспериментальных исследований, привели многих исследователей к мнению, что уменьшение периодов колебаний зданий вызвано не учётом в расчётных моделях упругих характеристик стенового заполнения каркасов и возможно другими неучтёнными факторами. Практика проектирования каркасных зданий на сейсмические воздействия основывается на нормативах [4], предусматривающих отделение стенового ограждения и перегородок от каркаса деформационными швами. Поэтому учитывается в расчётах только собственный вес стен и перегородок и не учитывается их участие в работе каркаса при перекосах. Работы, выполненные в республике Казахстан, институтом КазНИИСА, по исследованию сейсмостойкости каркасных зданий с поэтажным заполнением рам ячеистыми бетонными блоками с использованием вибрационной машины, выявили отличие в периодах колебаний от расчётных в 1.4 – 1.7 раза. При увеличении динамических нагрузок различие в периодах

снизились, что авторы эксперимента связывают с уменьшением жесткостных параметров стен и перегородок в результате образования в них трещин. [5]. Работы в этом направлении проводил В.Н. Деркач, показавший включение в работу рам каркаса при его перекосах стенового заполнения, приводящие к увеличению жесткостных характеристик рам и восприятию частотно горизонтальных нагрузок кладкой стенового заполнения. [6]

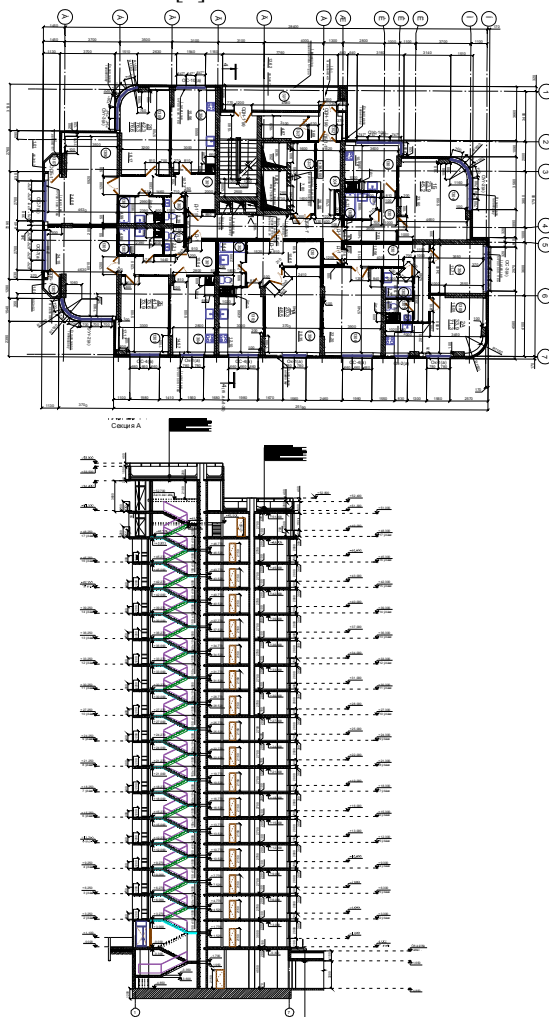


Рис. 1. План и разрез строящегося здания, на ул. Средняя

В соответствии с ДБН В.1.1-12:2014, западная территория Одесской области, в том числе и город Одесса отнесены к зоне повышенной семи-восьми бальной сейсмической опасности. На этих территориях ведётся массовое строительство многоэтажных жилых зданий, использующих в качестве ограждающих стен и перегородок ячеистые бетоны автоклавного твердения на клеящих смесях. Поскольку они имеют ряд преимуществ над традиционной кирпичной кладкой, что связано со значительно меньшим весом стенового ограждения и лучшей теплозащитой. В г. Одессе, фирмой ООО «СТИКОН» ведётся строительство монолитных каркасных зданий с безригельными перекрытиями. Кладка стен выполняется поэтажно из ячеистых бетонных блоков, плотностью D400, производителя «ЕНЕРДЖИ ПРОДАКТ» с использованием клеевой смеси ПБ-55 «ФормальгаутПОЛІМІН Україна». Исследования динамических характеристик каркасных зданий проводились на строительных объектах фирмы ООО «СТИКОН». Строящийся жилой дом, расположенный по адресу: г. Одесса, ул. Средняя, 26, представляет собой восемнадцатипятиэтажное здание с безригельным каркасом с диафрагмами и ядрами жесткости. (Рис. 1) Для исследования динамических параметров использовались датчики (сейсмометры типа ВЭГИК и С5С) в комплекте с преобразователями электронных сигналов в цифровой код и компьютером. Расстановка регистрирующих датчиков производилась на перекрытиях у колонн и диафрагм жесткости, как по высоте, так вдоль и поперёк здания. Возбуждение колебаний производилось ударным методом в уровнях перекрытий и диафрагм жесткости. Для удара использовалась массивная «груша», представляющая собой пять соединённых между собой автомобильных покрышек, обетонированных изнутри, массой 350 кг. Запись колебаний здания осуществлялась так же при ветровых воздействиях. Испытания исследуемого здания были проведены в два этапа. На первом этапе, после завершения всех работ по устройству каркаса здания, до начала кладки стен и перегородок, были определены его амплитудно-частотные характеристики. (Рис. 2,3) Период колебаний по результатам испытаний составил 1.3-1.35 (по первой форме колебаний).



Рис. 2.
Каркас без заполнения.

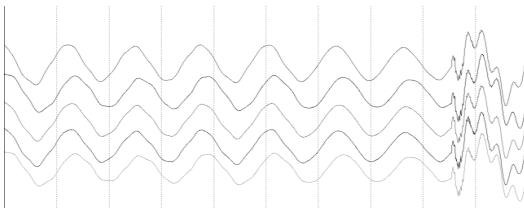


Рис. 3.1. Осциллограмма при калибровке датчиков

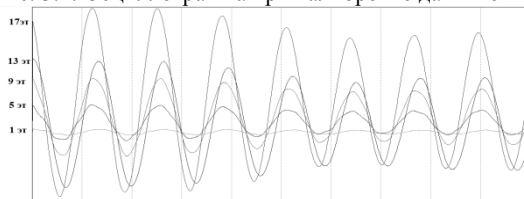


Рис. 3.2. Осциллограмма при ударе «грушей».
Расположение датчиков по высоте здания

На втором этапе, после завершения всех кладочных работ и облицовки наружных стен керамическим кирпичом, были так же определены его амплитудно-частотные характеристики. (Рис. 4,5) Значение периода колебаний по испытаниям уменьшилось до 1.23 секунд(по первой форме колебаний).



Рис. 4.
Каркас с заполнением.

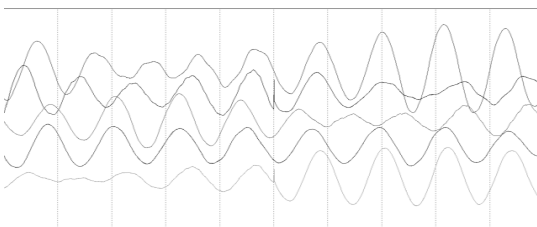


Рис. 5.1. Осциллограмма при колебаниях от ветра

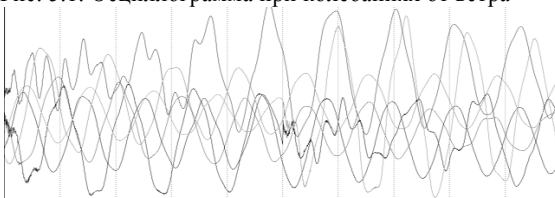


Рис. 5.2. Осциллограмма при колебаниях от удара грушей поперёк здания, датчики вдоль здания

Выводы

«Не учитываемые» жесткостные параметры стенового ограждения влияют на динамические характеристики здания, увеличивая его жесткость, что приводит к уменьшению периодов собственных колебаний и как следствие повышению коэффициента динамичности « β » по сравнению с традиционным расчётом, рекомендуемым действующими нормами строительства в сейсмических районах Украины [4].

Список литературы

1. Корчинский И.Л. «Сейсмостойкое строительство зданий», Изд. «Высшая школа», Москва, 1971 – 318с.
2. Поляков С.В. «Сейсмостойкие конструкции зданий», Изд. «Высшая школа», Москва, 1969 – 333с.
3. Карцивадзе Г.И., Бюс И.Е., Кахиани Л.А. «Динамические параметры железобетонных многоэтажных каркасных зданий. «Бетон и железобетон»», 1968, №8
4. ДБН В1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины».
5. Омаров Ж.А. «Блоки из ячеистого бетона для несущих и ограждающих конструкций сейсмостойких зданий и сооружений» Автореферат, Республика Казахстан, 2010.
6. Деркач В.Н. «Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса» Инженерно-строительный журнал, №5, Республика Беларусь, 2013 – 120-128с.
7. Meli R, Brzev S., Astroza M., *Seismic Design Guide for Low-rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network. A project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE. 2011. 87p.*
8. O. Murashko, V. Dorofeev, O.Mihailov, V. Yegupov, N. Mihailova *Problem of non-conformity of computational model and results of vibration tests of multistory buildings with girderless construction “Ovidius” university of constantza universitatea „Ovidius” din constanta, “Ovidius” university annals - constantza year XVII– issue 17 (2015) series: civil engineering, analele universităţii „ovidius” din constanta anul XVII – Nr 17 (2015)*

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДРЕВЕ- СИНЫ ПРИ ВВИНЧИВАНИИ ВИНТА ПОПЕРЕК ВОЛОКОН

THE TIMBER STRESS-STRAIN STATE IN THE MOMENT SCREW- IN PERPENDICULAR TO THE GRAIN

д.т.н., **Найчук А.Я.** (филиал «РУП институт БелНИИС» - Научно-технический центр, г.Брест, Беларусь)
аспирант, **Маркечко Е.В.** (учреждение образования «Брестский государственный технический университет», г.Брест, Беларусь)

Dr.Sc. in Engineering, **Naichuk A.Ya.** (Branch of BelNIIS Institute RUE-Research and Technical Center, Brest, Republic of Belarus)
researcher, **Markechko E.V.** (Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus)

Аннотация

Приведены методика и результаты экспериментального исследования напряженно-деформированного состояния древесины в окрестности винта, установленного поперек волокон. Выполнен анализ изменения напряжений в древесине в зависимости от длины анкеровки, расстояния от оси винта и времени.

Ключевые слова: винт, древесина, напряжение, прочность, анизотропия.

Annotation

An experimental investigation carried out to evaluate the stress-strain state of the wood zone around the screw set perpendicular to the grain is described. The relationship between the wood stress-strain values and the anchorage length, the distance from the screw axis and the time period is presented and analysed.

Keywords: screw, timber, stress, strength, anisotropy.

Общеизвестно, что несущая способность конструкции зависит от прочности материала, напряженно-деформированного состояния ее элементов и соединений. Поэтому, для соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, определение напряженно-деформированного состояния древесины, расположенной в зоне установки винта, является актуальной задачей. Сложность решения данной задачи состоит в том, что все компоненты деформаций должны быть определены не на поверхности элемента, а в массиве древесины, т.е. по толщине, высоте и длине элемента. Необходимость определения деформаций по массиву древесины

обусловлена тем, что максимальных значений они достигают вблизи винта, а не на поверхности элемента, о чем свидетельствуют результаты численных исследований, приведенные в [1].

Целью данных исследований являлось определение напряженно-деформированного состояния древесины при ввинчивании винта в массив элемента конструкции в зависимости от длины его анкеровки l , а также действию на винт усилия, вызывающего его растяжение.

Известно, что ввинчивание винтов в древесину может осуществляться как непосредственно в массив, так в предварительно просверленное в древесине отверстие. Винты диаметром $d \leq 6$ мм ввинчивают в древесину без предварительного сверления. При $d > 6$ мм, винт ввинчивается в предварительно просверленное отверстие диаметром $d_0 = 0,7 d$, что чаще всего соответствует внутреннему диаметру резьбы. В процессе ввинчивания винта в массив древесины без предварительного сверления происходит раздвижка волокон стержнем винта и проникновение его резьбы в массив с одновременной раздвижкой и перерезыванием волокон на глубину, равную высоте резьбы. Когда ввинчивание винта осуществляется в предварительно просверленное отверстие, происходит проникновение резьбы винта в массив древесины путем раздвижки и перерезывания волокон на глубину, равную высоте резьбы. Таким образом, при ввинчивании винтов диаметром $d \leq 6$ мм и $d > 6$ мм, возникающее в массиве древесины напряженное состояние будет иметь свои отличия.

Для решения поставленной задачи были проведены экспериментальные исследования образцов из клееной древесины с ввинченным поперек волокон винтом диаметром $d = 11$ мм (рис.1) с предварительно просверленным отверстием диаметром $d_0 = 8$ мм. .

Испытываемый образец состоял из двух деревянных элементов 1 и 2, соединенных между собой посредством болтов 3 (рис.1). В составном деревянном элементе перпендикулярно линии сплачивания просверливалось отверстие диаметром $d_0 = 8$ мм. После просверливания отверстия элементы образца разъединялись и на расстоянии 10 мм от края линии отверстия элемента 1 наклеивались тензодатчики в виде розеток (рис.1). База тензодатчиков составляла 10 мм. Для исключения давления вертикальной плоскости элемента 2 на тензодатчики, наклеенные на элемент 1 при обжатии элементов 1 2 болтами 3, в элементе 2 выбирался паз глубиной 3 мм и шириной 14 мм. Размеры элементов из клееной древесины 1 и 2 составляли $L \times h \times b_1 = 500 \times 200 \times 100$ мм (рис.1). Максимальная длина резьбы винта диаметром $d = 11$ мм составляла $l = 240$ мм.

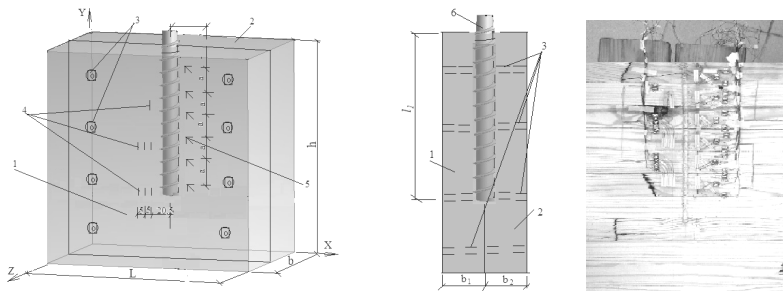


Рис. 1. Схема испытываемого образца и расположения тензодатчиков :
1 и 2 – деревянные элементы; 3 – стяжные болты; 4 – тездатчики; 5 –
тезорозетки; 6 – винт.

Для измерения относительных деформаций все тензодатчики подключались к компьютерному измерительному комплексу «ТИССА-В-485/65». Измерения проводились при длине анкеровки винта $l = 110$ мм и 165 мм. Первая серия образцов служила для измерения относительных деформаций при ввинчивании винтов и последующего контроля изменения относительных деформаций во времени, вторая серия образцов – для измерения относительных деформаций при ввинчивании винтов и действии усилий выдергивания. На основании измеренных значений относительных деформаций ε_{xy} , ε_{yx} и ε_{45} в соответствии с выражениями (1 – 3) [2] определялись напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} .

$$\sigma_x = E_x \left(\frac{\varepsilon_x + \mu_{yx} \varepsilon_y}{1 - \mu_{xy} \mu_{yx}} \right), \quad (1)$$

$$\sigma_y = E_y \left(\frac{\varepsilon_y + \mu_{xy} \varepsilon_x}{1 - \mu_{xy} \mu_{yx}} \right), \quad (2)$$

$$\tau_{xy} = G_{xy} \left[2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \right], \quad (3)$$

где E_x , E_y – модуль упругости древесины вдоль и поперек волокон древесины;

μ_{xy} и μ_{yx} – коэффициенты поперечной деформации древесины;

G_{xy} – модуль сдвига древесины;

ε_x , ε_y и ε_{45} – относительные деформации вдоль, поперек и под углом 45° к волокнам древесины.

Учитывая, что наименьшая прочность характерна для древесины при растяжении поперек и скалывании вдоль волокон, то наибольший интерес с точки зрения истощения несущей способности соединения представляет анализ распределения растягивающих поперек волокон σ_y и скалывающих вдоль τ_{xy} напряжений.

В результате выполненных экспериментальных исследований при ввинчивании винта диаметром 11 мм в массиве древесины, расположенной вокруг винта имеет место действия сложного напряженного состояния (рис. 2). Максимальных значений нормальные напряжения σ_y , действующие поперек волокон, достигают у внешней поверхности образца (рис.2). Что же касается скалывающие вдоль волокон напряжений τ_{xy} , то максимальных значений они достигают ближе к поверхности образца (рис.2). При увеличении длины анкеровки l винта нормальные σ_y и скалывающие τ_{xy} возрастают. Увеличение напряжений σ_y и τ_{xy} можно объяснить тем, что при ввинчивании винта в массив древесины с увеличением длины анкеровки на поверхностные слои древесины образца будет приходиться большее усилие, вызывающее растяжение поперек волокон и скалывание вдоль волокон.

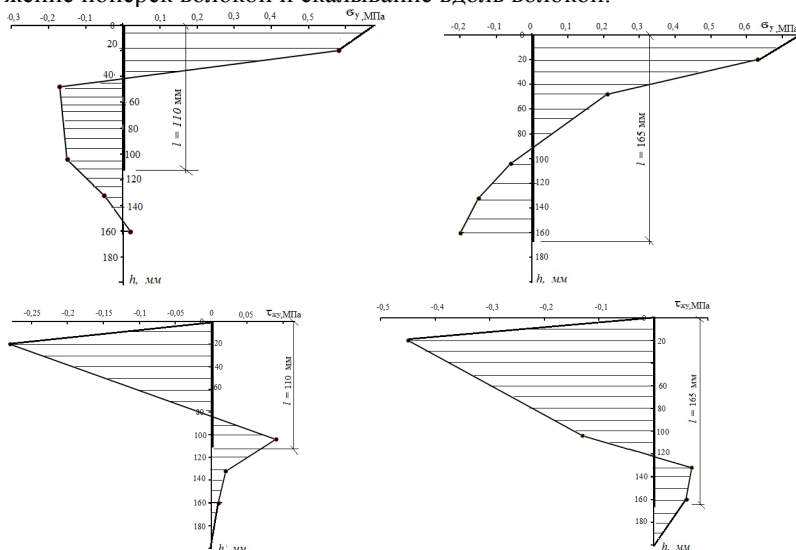


Рис. 2. Распределение напряжений σ_y и τ_{xy} , действующих в массиве древесины, расположенной на расстоянии 20, 5 мм от оси винта при его ввинчивании для $l = 110$ мм и $l = 165$ мм

В результате измерений относительных деформаций спустя 12 часов после ввинчивания винта, было установлено, что значения относительных деформаций ε_y поперек волокон уменьшились в среднем на 8% по сравнению с первоначальным значением. Что же касается изменения деформаций в последующие 48 часов, то их значения практически не изменялись.

При приложении к винту растягивающего усилия, распределение напряжений σ_y в древесине, расположенной в зоне винта, существенно отличается от распределения при ввинчивании винта (рис. 2), имеет неравномерный характер и вызывает растяжение поперек волокон по всей длине анкеровки (рис. 3). При увеличении длины анкеровки неравномерность распределения напряжений σ_y возрастает.

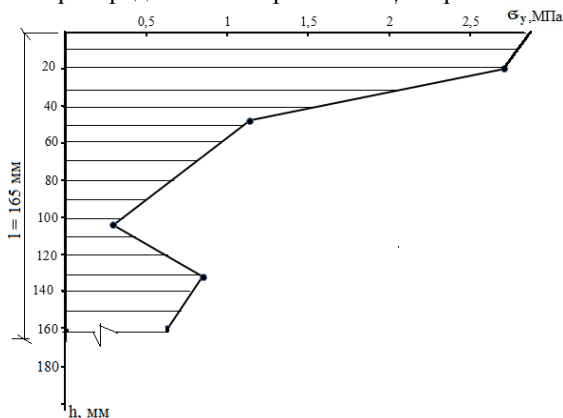
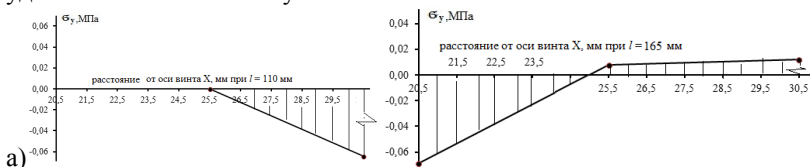
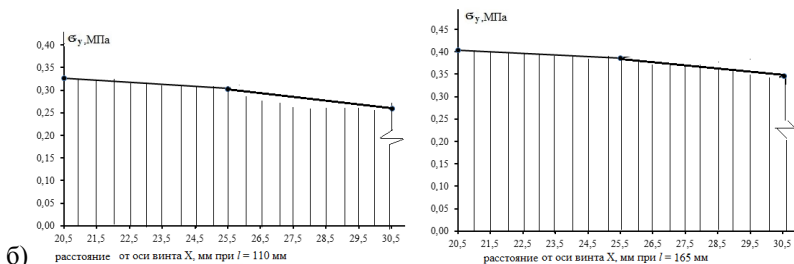


Рис. 3. Распределение напряжений σ_y по высоте образца при действии на винт усилия выдергивания $F = 10,1$ кН

Что же касается распределения напряжений σ_y по длине образца на уровне обрыва анкеровки винта, то при увеличении длины анкеровки на расстоянии $2,5d$ от оси винта при его ввинчивании возникает растяжение древесины поперек волокон (рис. 4а). В случае приложения к винту растягивающего усилия, древесина в зоне винта испытывает только растяжение поперек волокон (рис.4б), которое с удалением от оси винта уменьшается.





а – при ввинчивании винта; б – от совместного действия ввинчивания и выдергивания из массива древесины усилием $F = 10,1$ кН
Рис. 4. Распределение напряжений σ_y по длине образца в зоне обрыва анкеровки винта

В результате проведенных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

- при ввинчивании винта поперек волокон, в древесине расположенной в зоне винта возникает сложное неоднородное напряженное состояние. С увеличением длины анкеровки винта, неравномерность распределения напряжений в древесине по длине анкеровки увеличивается;
- при действии на установленный поперек волокон винт растягивающего усилия, в древесине, расположенной в зоне винта, возникает растяжение поперек и скалывание вдоль волокон;
- полученное экспериментальным путем распределение напряжений в древесине, расположенной в зоне винта, соответствует результатам численных исследований приведенных в [1];
- в зоне обрыва анкеровки винта в древесине возникает растяжение поперек волокон, которое должно учитываться при определении несущей способности соединения в качестве дополнительного условия.

Список литературы

1. Найчук, А.Я. Численное исследование напряженного состояния древесины в зоне винтов, работающих на выдергивание поперек волокон / А.Я. Найчук, Е.В. Лешук // Строительная наука – 2014: теория, образование, практика, инновации: сб. трудов / Под ред. Б.В. Лабудина – Архангельск, 2014. – С. 276-282.
2. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность, 1978, 222 с.

ОЦЕНКА ПРЕПАРАТОВ ЗАЩИТНОЙ ОБРАБОТКИ ДРЕВЕСИНЫ

ASSESSMENT OF WOOD PROTECTION DRUGS

*д.т.н. проф. Пінчевська О.О., магистрант Воробьева И.А.,
(Національний університет біоресурсів і природокористування
України)*

*к.т.н. доц. Красухина Л.П., (Мытищинский филиал МГТУ
им.Н.Э.Баумана, Россия)*

*Pinchevska O.O., Vorobiova I.A., (National University of Life and
Environmental Sciences of Ukraine)*

Krasuhina L.P., (Mytishchi branch of Bauman MSTU, Russia)

Аннотация

Предложен метод оценки препаратов для защиты древесины от биоразрушений, подтвержденный экспериментальными исследованиями

Summary

The method of assessment of wood protection drugs from bio destruction, which is confirmed by experimental studies are proposed

Древесина является одним из традиционных натуральных строительных материалов, которому присущи ценные эксплуатационные свойства. Однако, она служит источником питания многих живых организмов, что снижает ее эксплуатационные свойства. Особенно быстро загнивает древесина, контактирующая с грунтом, где находится большое количество разрушающих ее микроорганизмов, а также в плохо проветриваемых влажных помещениях домов (подвалах, верандах и др.). Поэтому важной задачей является обеспечение биологической стойкости изделий из древесины путем обработки ее антисептическими препаратами.

Целью работы является обоснованный выбор и анализ защитной способности антисептиков для древесины.

Материалы и методика исследований. Сегодня рынок антисептиков для древесины предлагает большой выбор препаратов, которые отличаются по ряду показателей – цене, технологичности процесса обработки, экологичности, срока длительности защитной функции. Что касается экологичности, то этот фактор слабо

соблюдается, поскольку препараты, которые являются высокотоксичными для грибов, вряд ли могут быть абсолютно безвредными для людей.

Оценку риска при выборе преимущественного препарата провести достаточно сложно. Поскольку отсутствует методика, дающая реальный результат, нами предложено проводить оценку вариантов антисептиков методом расстановки приоритетов с последующей экспериментальной проверкой. Этот метод является одним из эффективных методов качественной оценки вариантов в виде экспертных оценок, известный как «задача про лидера» [1] и служит для многокритериального качественного анализа на основе экспертизы вариантов. Он предусматривает парное сравнение по принципу «лучше» ($>$), «хуже» ($<$), «равно» ($=$) и специальный алгоритм обработки полученных данных.

Результаты сравнений экспертов выражают с помощью матриц бинарных отношений по каждому показателю препаратов с последующим представлением в виде матрицы смежности $A = \| a_{ij} \|$, в которой коэффициенты a_{ij} являются числовой мерой представления эксперта о предпочтении i -го объекта над j -м. Использование особой матричной записи и итеративной процедуры расчета позволяет качественные показатели препаратов перевести в количественные.

Для определения комплексного приоритета антисептика необходимо определить важность влияния каждого показателя на общую оценку. С этой целью используют метод экспертных оценок с привлечением девяти экспертов, которые выставляют оценки в баллах по каждому показателю. Средние значения оценок экспертов используют для построения матрицы бинарных отношений по аналогии с матрицами бинарных отношений и смежности по единичному показателю. Зная приоритеты по единичным показателям, и приоритеты показателей определяют комплексный приоритет препарата.

Экспериментальные исследования защитных свойств препаратов были проведены по методике С.Н.Горшина [2], которая основана на размещении пропитанных образцов в открытом грунте в ящиках с землей.

Результаты исследований. Для сравнения были выбраны защитные препараты для древесины популярной украинской фирмы «Kompozit». Согласно техническим условиям фирмы указанные препараты обеспечивают надежную долговременную защиту деревянных конструкций, не влияют на структуру древесины, не ухудшают механические свойства и способность к склеиванию, могут

также применяться для защиты поверхностей из плит МДФ, ДСП, OSB внутри и снаружи помещений. Некоторые из них придают древесине оливково-коричневый оттенок. Оценивали препараты по таким показателям как цена, грн/л, расход, л/м², время высыхания, час, рекомендованное количество обработки, заявленная длительность защиты, год.

Результаты расчетов по вышеописанной методике приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Результаты выбора приоритетного защитного препарата

Название препарата	Приоритет препарата по единичным показателям					Приоритет показателя		Комплексный показатель
	1	2	3	4	5	№	Значение	
Kompozit W4	0,14	0,21	0,24	0,22	0,26	1	0,20	0,22
Kompozit W3	0,23	0,20	0,19	0,18	0,22	2	0,24	0,21
Kompozit W2	0,23	0,20	0,19	0,18	0,20	3	0,12	0,18
Kompozit Огнебиозащита	0,17	0,20	0,19	0,21	0,17	4	0,28	0,20
Kompozit для деревянных конструкций	0,23	0,19	0,19	0,21	0,15	5	0,16	0,18

Видно, что предпочтительным является препарат «Kompozit W4», хотя остальные препараты имели комплексный показатель мало отличающийся от лидера. Поэтому для экспериментальной проверки были использованы все пять препаратов.

Образцы из древесины сосны размером 20 x 20 x 5 мм (рис.1а) влажностью 18 – 22 % в количестве 240 штук были обработаны вышеуказанными препаратами методом окунания с выдержкой от 3 до 5 с. Затем их выдерживали 24 часа при комнатной температуре для высыхания, после чего взвешивали.

Обработанные образцы размещали в шести ящиках с землей естественной влажности из верхнего горизонта. В каждый ящик было уложено по 40 образцов на глубину 10 ± 3 мм. В шестом ящике разместили контрольные необработанные образцы. Для стабилизации влажности древесины все ящики были плотно укрыты полиэтиленовой

пленкой. На одну половину обработанных образцов были положены фрагменты трухлявой гнили (рис.1б), а под вторую половину сделана подкладка из инокулята гриба *S.Sclerotiorum*.



а)



б)



в)

Рисунок 1. Образцы древесины сосны: а – до защитной обработки; б – после защитной обработки, размещенные в ящиках с землей и покрытые фрагментами трухлявой гнили; в – пораженный трухлявой гнилью необработанный образец

По окончании десяти недельного периода выдержки образцов в мнимых условиях эксплуатации, они были очищены и оставлены на две недели в комнатных условиях для нормализации влажности. После чего были взвешены и определена потеря их массы. Наименьший процент потери массы – 6,24 % показали образцы, обработанные препаратом «Kompozit W4». Потеря массы образцов, пропитанных препаратами «Kompozit Огнебиозащита» и «Kompozit W3» составила 7 % и 7,15 %. Контрольные необработанные образцы имели значительную потерю массы – 55 %.

Визуальное наблюдение за состоянием образцов показало, что на образцах, обработанных и пораженных трухлявой гнилью, наблюдалось присутствие прозрачной паутины, что свидетельствует о присутствии начальной стадии заражения грибом, хотя биологического разрушения и нарушения целостности древесины не было. Необработанный контрольный образец был полностью поражен трухлявой гнилью и распадался на отдельные волокна (рис.1 в).

Проведенные экспериментальные исследования полностью подтвердили предложенный метод предварительной оценки защитной способности рассмотренных антисептиков для древесины.

Список литературы

1. Блюмберг В.А. Какое решение лучше? Метод расстановки приоритетов /В.А.Блюмберг, В.Ф.Глущенко. – Л.: Лениздат, 1982. – 160с.
2. Горшин С.Н. Консервирование древесины / С.Н.Горшин. – М.: «Лесная пром-сть», 1977. – 336 с.

**ПРЕДПОСЫЛКИ К ИССЛЕДОВАНИЮ
ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ С КОМПОЗИТНЫМИ
РАСКОСАМИ И ПОЯСАМИ**

**BACKGROUND TO RESEARCH WOOD FRAMEWORK
WITH COMPOSITE BRACES AND BELTS**

д.т.н., проф. Рощина С.И. (Владимирский Государственный Университет)

к.т.н. Лисятников М.С. (Владимирский Государственный Университет)

магистрант Максименко М.О. (Владимирский Государственный Университет)

студент Стрекалкин А.А. (Владимирский Государственный Университет)

Dr., Professor Roschina S.I.; (Vladimir State University)

Lisyatnikov M.S.; (Vladimir State University)

Maksimenko M.O.; (Vladimir State University)

Strekalkin A.A.; (Vladimir State University)

Аннотация

В современном обществе многие жители России сталкиваются с проектированием и строительством малоэтажных жилых домов. Одна часть предпочитает дом вместо квартиры для постоянного проживания, другая часть имеет загородные дома для летнего времяпрепровождения на свежем воздухе. По данным Росстата количество малоэтажного жилья постоянно увеличивается. За одно десятилетие число введения в эксплуатацию малоэтажных домов в год увеличилось более чем на 100 тыс. (2005 г. – 123,9 тыс., 2013 г. – 225 тыс.) Почти половина возводимых жилых зданий в России – это частные дома (40-45%), а в ближайшие годы по прогнозам специалистов строительной индустрии эта цифра может достигнуть 60%.

Несущий остов малоэтажных жилых домов довольно разнообразен. Выбор фундаментов зависит от инженерно-геологических изысканий, а стенового материала от предпочтений заказчика и природно-климатических условий строительства. Наиболее интересным вопросом является покрытие таких домов.

Возможно несколько решений. Самым распространенным является чердачное балочное перекрытие и система из наслонных стропил. Такое решение экономичное, но позволяет перекрывать пролеты, равные длине стандартного пиломатериала (до 6,5 м), что ограничивает его применение без промежуточных опор. В последнее время все чаще применяют для покрытия малоэтажных жилых домов стропильные фермы (см. рисунок 1). У этого метода есть несомненные плюсы. Во-первых, ферма в малоэтажном строительстве является комбинированной системой, так как нижний пояс представляет собой чердачное перекрытие, а верхний пояс и элементы решетки – несущие конструкции крыши. Во-вторых, деревянные фермы позволяют перекрывать большие пролеты, что увеличивает свободу выбора объемно-планировочных решений. В-третьих, при монтаже ферм сокращаются трудозатраты и сроки строительства, по сравнению с монтажом балок перекрытия и стропильной системы.

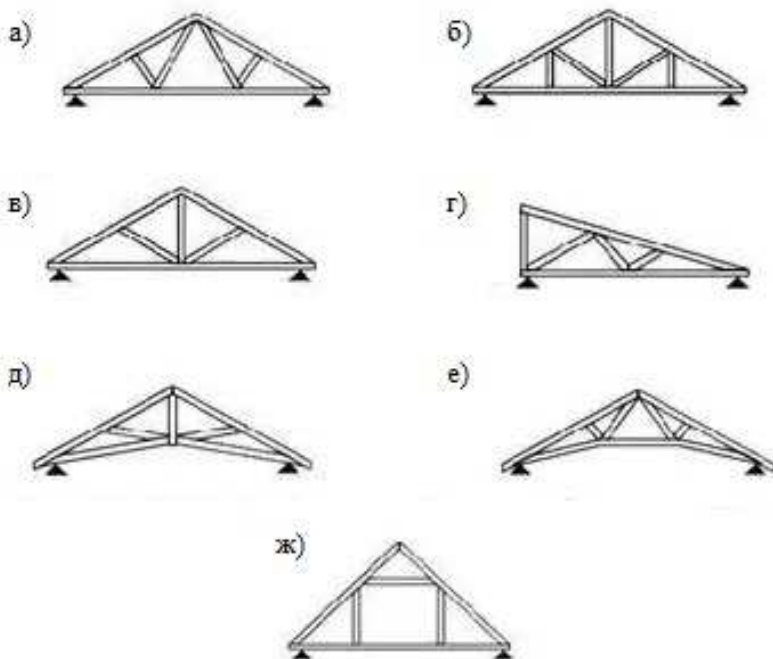


Рисунок 1. Наиболее распространенные типы ферм, применяемые в малоэтажном домостроении: а) W-образная ферма; б) М-образная

ферма; в) Е-образная ферма; г) односкатная ферма; д) ферма-ножницы; е) ферма с 3-х сегментным нижним поясом; ж) мансардная ферма

Самой большой популярностью пользуются мансардные фермы, так как они дают возможность устройства в их пространстве дополнительного жилого этажа. Второе место по распространенности занимают раскосные фермы, которые создают эстетический вид в большепролетных гостиных или кухнях-столовых.

Элементы фермы работают на сжатие или растяжение, что вызывает необходимость у проектировщиков создавать комбинированные конструкции. В таких фермах элементы, работающие на сжатие, выполняют из древесины, а растянутые элементы из стали. Существует металлодеревянные фермы с цельнодеревянными или клееными верхними поясами. Раскосы в таких конструкциях выполняют из прокатной или арматурной стали.

В последние годы активно развивается направление в разработке деревянных конструкций с использованием препрегов на основе стеклоткани, пропитанной эпоксидно-диановой смолой ЭД-20, модифицированной углеродными нанотрубками (УНТ) [2]. Опыт применения подобных конструкций позволяет сделать вывод о том, что армирование в виде стеклоткани повышает несущую способность и эксплуатационную надежность балочных конструкций [1]. Однако в конструкциях ферм эффективность использование препрегов пока не доказана, а сам вопрос малоизучен и требует дополнительных исследований.

Применение наномодифицированной стеклоткани в композитных фермах позволит заменить растянутые элементы из стали, следовательно, снизить материалоемкость конструкции. Возможность такой замены обусловлена тем, что композиционные материалы (КМ) на основе стекловолокна имеют более высокую прочность на растяжение (до 3500 МПа), причем их удельный вес в 4-5 раз меньше, чем у стали. [4]. Также КМ имеют незначительную толщину (до нескольких мм), что позволит создавать более легкие конструкции, а, следовательно, упростить монтаж и уменьшить нагрузку на стены, столбы и фундаменты.

Преимущество использования КМ в фермах будет заключаться и в простоте устройства узлов сопряжения раскосов и нижнего пояса с древесиной в верхнем поясе, так как исключит стальные накладки и нагельные соединения. Соединение модифицированной такни к сановному материалу будет происходить с помощью клеевого компаунда ЭД-20 с УНТ. Надежность такого соединения доказана

экспериментально. При испытании балочных конструкций с внешним армированием из стекловолокна, разрывов или отрыва ткани от древесины не выявлено. [3]

Предпосылки к развитию данного исследования не вызывают сомнения. Использование деревянных ферм с композитными раскосами и поясами позволит расширить область применения легких большепролетных покрытий в малоэтажном жилом строительстве, снизит себестоимость конструкций, и упростит их монтаж.

Список литературы:

1. Лисятников М.С. Совершенствование технологии изготовления деревоклееных конструкций с усилением приопорных зон: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.21.05 / Лисятников Михаил Сергеевич. – Архангельск : САФУ, 2015 – 179 с.
2. Рощина С.И., Сергеев М.С., Лукина А.В., Лисятников М.С. Исследование деревокомпозитных конструкций с применением эпоксидных олигомеров модифицированных углеродными нано-трубками. / Научно-технический вестник Поволжья. №2 2013 г. – Казань: Научно-технический вестник Поволжья, 2013.-298 с. ISBN 2079-5920, с. 189-192.
3. Сергеев М.С. Совершенствование технологии изготовления деревянных конструкций с термоупрочнением краевых зон: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.21.05 / Сергеев Михаил Сергеевич. – Архангельск : САФУ, 2013 – 173 с.
4. Шилин А.А. и др. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов. – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2004 – 144 с.: ил.

**ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ
ТРЕУГОЛЬНЫХ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ С
ВЕРХНИМ ПОЯСОМ, АРМИРОВАННЫМ
КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ**

**NUMERICAL RESEARCH OF THE WORK
TRIANGULAR SPACER SYSTEMS WITH THE UPPER
BELT, REINFORCED COMPOSITE MATERIALS**

д.т.н., проф. Рощина С.И. (Владимирский Государственный Университет)

асп. Грибанов А.С. (Владимирский Государственный Университет)

маг. Модин А.К. (Владимирский Государственный Университет)

маг. Сергеева А.Н. (Владимирский Государственный Университет)

Dr., Professor Roschina S.I.; (Vladimir State University)

Gribanov A.S.; (Vladimir State University)

Modin A.K.; (Vladimir State University)

Sergeeva A.N.; (Vladimir State University)

Аннотация

В данной работе обоснована актуальность вопроса повышения эксплуатационной надежности сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций, проведен сравнительный анализ работы армированных и неармированных клеенощитых элементов.

Древесина обладает набором ценных качеств, которые открывают широкую область ее применения в несущих и ограждающих конструкциях гражданских и промышленных зданий и сооружений. Малая плотность при сравнительно большой прочности и жесткости в сухом состоянии позволяют эффективно применять деревянные конструкции в покрытиях общественных зданий, промышленных, сельскохозяйственных предприятий и др. Наиболее эффективное использование древесины как конструкционного материала наблюдается в элементах, подверженных одновременному воздействию продольной сжимающей силы и изгибающего момента, что подтверждается богатым опытом проектирования и эксплуатации деревянных конструкций. Прочностные и деформативные показатели сжато-изгибаемых элементов, в свою очередь, могут быть улучшены

за счет армирования краевых зон мягкой внешней арматурой из стеклоткани на эпоксидном компаунде с включением углеродных нанотрубок (УНТ). Решение данной задачи позволит повысить эффективность использования древесины за счет снижения материалоемкости и повышения эксплуатационных параметров.

Авторами данной статьи были проведены численные исследования работы армированных стеклотканью и цельнодеревянных сжато-изгибаемых элементов в составе треугольной распорной системы.

При расчете таких стержней применяют теорию краевых напряжений, предложенную профессором, доктором технических наук К.С. Завриевым. В соответствии с этой теорией несущая способность элемента считается исчерпанной в тот момент, когда краевое напряжение сжатию делается равным расчетному сопротивлению. Получаемые результаты обладают меньшей точностью, в отличие от теории устойчивости, однако данная теория дает более простое решение инженерной задачи, что определяет ее применение в действующих нормах проектирования.

В качестве объекта исследования принималась трехшарнирная треугольная распорная система с металлической затяжкой и клеодошатым верхним поясом по серии 1.860-6 вып.1. Пролет конструкции составляет 12м, сечение верхнего пояса 140х440мм. Армирование представлено стеклотканью на основе S-волокон саржевого плетения в краевых растянутых зонах элементов конструкции.

Важным шагом для решения поставленной задачи является присвоение механических характеристик для основного и армирующего материалов.

Основному материалу (древесине) были присвоены следующие параметры: $E=10000\text{МПа}$, коэффициенты Пуассона $V_{90,0}=0,45$, $V_{0,90}=0,02$, модуль сдвига $G=600\text{Мпа}$.

Армирующему - $E=86000\text{МПа}$, коэффициенты Пуассона $V_{90,0}=0,34$, $V_{0,90}=0,25$, модуль сдвига $G=30000\text{Мпа}$.

Результаты численных исследований получены на основе линейного статического расчета методом конечных элементов в программном комплексе Lira 9.6.

Расчетом установлено, что за счет армирования краевых зон мягкой внешней арматурой из стеклоткани на эпоксидном компаунде с включением УНТ значения нормальных напряжений в основном материале снижаются в среднем на 19%, при этом деформативность элементов уменьшается на 9%. Полученные результаты позволяют

сделать вывод об эффективности применения внешнего армирования для повышения эксплуатационных характеристик сжато-изгибаемых элементов конструкций.



Рисунок 1.Изополя напряжений σ_z , т/м2 для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы без армирования

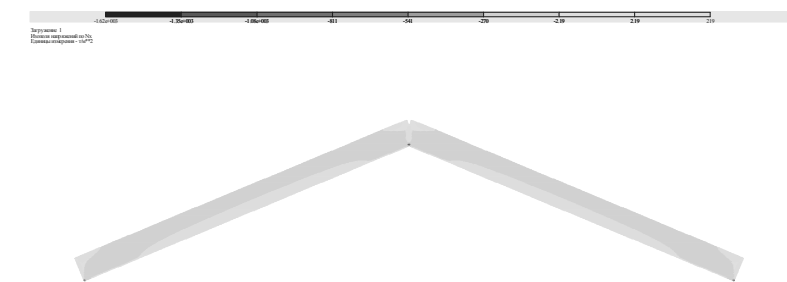
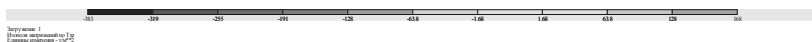
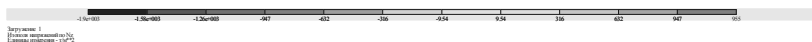


Рисунок 2.Изополя напряжений σ_x , т/м2 для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы без армирования



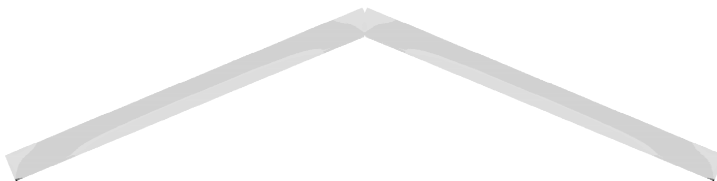
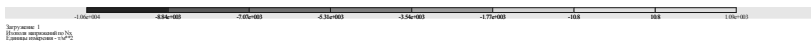
τ_{xz}

Рисунок 3. Изополя напряжений τ_{xz} , т/м² для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы без армирования



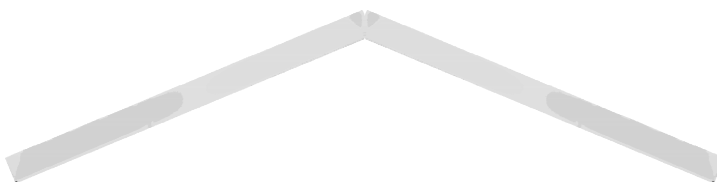
σ_z

Рисунок 4. Изополя напряжений σ_z , т/м² для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы с армированием



σ_x

Рисунок 5. Изополя напряжений σ_x , т/м² для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы с армированием



τ_{xz}

Рисунок 6. Изополя напряжений τ_{xz} , т/м² для линейного статического расчета элементов треугольной распорной системы с армированием

Список литературы:

1. Лисятников М.С. Совершенствование технологии изготовления деревоклееных конструкций с усилением приопорных зон: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.21.05 / Лисятников Михаил Сергеевич. – Архангельск : САФУ, 2015 – 179 с.
2. Рощина С.И., Сергеев М.С., Лукина А.В., Лисятников М.С. Исследование деревокомпозитных конструкций с применением эпоксидных олигомеров модифицированных углеродными нано-трубками. / Научно-технический вестник Поволжья. №2 2013 г. – Казань: Научно-технический вестник Поволжья, 2013.-298 с. ISBN 2079-5920, с. 189-192.
3. Сергеев М.С. Совершенствование технологии изготовления деревянных конструкций с термоупрочнением краевых зон: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.21.05 / Сергеев Михаил Сергеевич. – Архангельск : САФУ, 2013 – 173 с.
4. Рощина С.И., Сергеев М.С., Грибанов А.С, Кардаш Е.В, Марков С.В, Кустикова Ю.О Исследование моделей цельнодеревянных балок, симметрично усиленных стеклотканью на модифицированном эпоксидном олигомере./ Естественные и технические науки» №9-10(77)2014, г. Москва, «Спутник», ISSN 1684-2626
5. Слицкоухов Ю.В. и др. Конструкции из дерева и пластмасс: учеб. для ВУЗов/ Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гапоев и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 543с.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ ИМПРЕГНИРОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНОЙ КОМПОЗИЦИЕЙ

STUDY OF STRENGTHENING OF WOODEN GIRDERS INJECTION POLYMER COMPOSITION

*д.т.н.проф., Рощина С.И. (Владимирский Государственный
Университет)*

к.т.н., Лукина А.В. (Владимирский Государственный Университет)

*к.т.н., доцент Попова М.В. (Владимирский Государственный
Университет)*

Нармания Н.Э. (Владимирский Государственный Университет)

prof.Roschina S.I., (Vladimir State University)

ass. professor Lukina A.V.; (Vladimir State University)

ass. professor Popova M.V.; (Vladimir State University)

Narmaniya N.E.; (Vladimir State University)

Аннотация

Памятники архитектуры – значимый пласт культуры России, а тема реконструкции памятников архитектуры становится всё более и более актуальной, они представляют огромный интерес не только для краеведческих и культурологических исследований, но и для сферы туризма. На сегодняшний день сохранилось много памятников архитектуры на территории России и в частности во Владимирской области, правда, большинство в плохом состоянии.

В данной статье речь пойдет об исследовании вопросов усиления деревянного перекрытия при реконструкции памятников архитектуры, на примере дома Судоплатова (Ершова). Предположительно дом построен в 70-80-е годы XVII века Семеном Ершовым и является одним из древнейших гражданских зданий г. Гороховца Владимирской области (рис.1).

По своему типу рассматриваемое здание относится к купеческим каменным палатам, характерным для русского гражданского строительства XVII века.

Краткая характеристика обследуемого здания

Общая площадь составляет 413,9 м² при строительном объеме 2185,0 м³. Средняя внутренняя высота помещений – 3,3 м.

Крыша над зданием четырехскатная вальмовая, чердачная. Конструктивная схема обследованного здания стеновая

(бескаркасная). Принятая конструктивная схема должна обеспечивать в целом пространственную жесткость здания.

Междуэтажные перекрытия: кирпичное сводчатое в северном помещении, кирпичные своды по металлическим балкам в центральном помещении, деревянное в южном помещении. Перемычки над оконными и дверными проемами кирпичные (арочные и клинчатые) и деревянные.



Рисунок 1. Фасад дома купца Судоплатова.

Фундаменты здания ленточные под наружные стены. Стены несущие кирпичные.

По результатам обследования было выявлено, что состояния фундаментов работоспособное, крыши недопустимое, термовлажностный режим помещений нарушен. Эксплуатационные качества стропильной системы не обеспечивают прочность и надежность. На основании поверочных расчетов стропильной фермы несущая способность с учетом дефектов и повреждений древесины и действующей снеговой нагрузки не обеспечивается. Для дальнейшей эксплуатации следует произвести замену стропильных конструкций.

Балки чердачного перекрытия выполнены из древесины хвойных пород влажностью более 50 %. Сорт древесины не выше II. Балки и накат повсеместно имеют следы активно развивающихся грибковых образований, что привело к ослаблению их несущей способности.

Предлагаемый метод восстановления разрушенных участков опорных зон деревянных балочных конструкций, заключается в импрегнировании полимерной композицией локальных

участков ослабленной древесины, и в установке клеенных арматурных стержней класса не ниже А300 (рис. 2). В качестве полимера выбрана композиция на основе эпоксидной смолы.

В исследовании рассматривались балки с размерами: длиной 8500 мм сечением 100х240 мм.

Восстановление деструктированных опорных зон деревянных балочных конструкций предполагается импрегнировать полимерной композицией на локальных участках деструктированной древесины (рис.2.а).

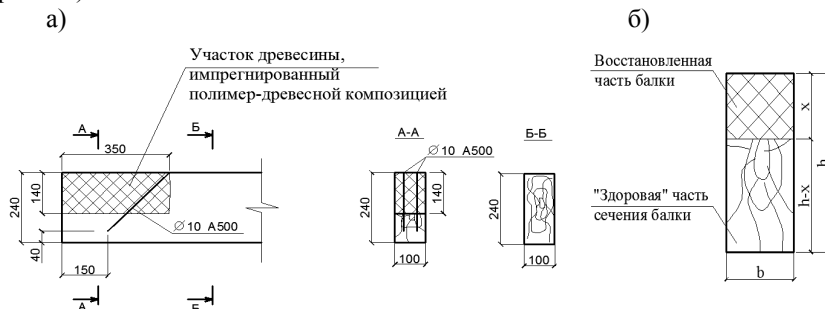


Рисунок 2. Общий вид балки, ослабленной деструкцией

а) - восстановление деструктированного участка опорной зоны деревянной балки; б) - импрегнированный участок полимерной композиции.

Проведен комплексный анализ методов ремонта, восстановления и усиления опорных участков элементов деревянных конструкций с локально деструктированными зонами. Исследовали: «здоровую», деструктированную древесину и импрегнированную древесину полимерной композицией [2].

Предложен инженерный метод расчета деревянных конструкций по приведенным геометрическим характеристикам, что позволяет оценивать несущую способность и деформативность в упругой стадии работы в соответствии с действующими нормами проектирования деревянных конструкций [1]. Геометрические характеристики сечения (рис. 2б) с полимеркомпозитным включением принимают вид:

Площадь приведенного сечения балки:

$$F_{np} = F_{dp} + F_{кл} \cdot n = b \cdot (h - x) \cdot (1 + \mu \cdot n) \quad (1)$$

Статический момент инерции сечения:

$$S_{np} = b \cdot \left((h-x) \cdot \left(y_c - \frac{(h-x)}{2} \right) + x \cdot n \cdot \left(h - y_c - \frac{x}{2} \right) \right) \quad (2)$$

Момент инерции сечения относительно нейтральной оси:

$$I_{np} = b \cdot \left(\frac{(h-x)^3}{12} + (h-x) \cdot \left(y_c - \frac{(h-x)}{2} \right)^2 + \frac{n \cdot x^3}{12} + x \cdot n \cdot \left(h - y_c - \frac{x}{2} \right)^2 \right) \quad (3)$$

где $F_{op} = b \cdot h$ - площадь древесины; (4)

x - высота усиления;

$F_{кл} = b \cdot x$ - площадь усиления; (5)

$n = \frac{E_{кл}}{E_{др}}$ - коэффициент приведения; (6)

$\mu = \frac{F_{кл}}{F_{op}} = \frac{x}{h-x}$ - коэффициент армирования; (7)

$y_c = \frac{((h-x)^2 + x \cdot n \cdot (2h-x))}{2 \cdot (h-x) \cdot (1 + \mu \cdot n)}$ - положение центра тяжести расчетного сечения. (8)

Инженерный метод можно рекомендовать для расчетов в упругой стадии работы древесины по I и II предельному состоянию. Для восприятия сдвигающих усилий в пограничной зоне соединения здоровой древесины с полимердревесной композицией рекомендуется установка дополнительных стальных стержней периодического профиля класса не ниже А300 (клеёных или ввинченных и проч.).

По результатам расчета построены диаграммы «нагрузка - касательные напряжения» (рис.3) [3]. При помощи ПК «Lira» получены мозаики распределения касательных напряжений на опорах деревянных элементов.

В численном эксперименте установлено, что касательные напряжения в опорной части балки, ослабленной (деструктированной) возрастают на 22-27%, по сравнению с балкой из древесины без повреждений. Касательные напряжения в деревянной балке с зонами импрегнированными полимерной композицией, сопоставимы с напряжениями возникающие в балке из неповрежденной древесины.

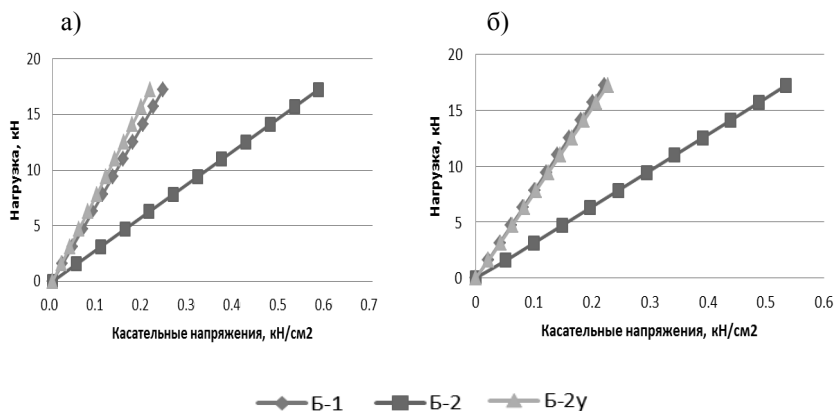


Рисунок 3. Диаграмма «нагрузка – касательные напряжения»
а) инженерный метод расчета; б) численный эксперимент.

На основе численного эксперимента сделано заключение, что при длительном действии эксплуатационной нагрузки приращение деформации в усиленной балке увеличивается до 47% и стабилизируются в течение года.

Список литературы:

1. Лукина А.В. Исследование деревокомпозитных конструкций с применением эпоксидных олигомеров модифицированных углеродными нанотрубками. [Текст] / С.И. Рощина, М.С. Сергеев, А.В. Лукина, М.С. Лисятников // «Научно-технический вестник Поволжья». – 2013, №2. – С. 189-192.
2. Лукина А.В. Армированные деревянные конструкции [Текст] / С.И. Рощина, М.С. Сергеев, А.В. Лукина, // ИВУЗ «Лесной журнал», 2013, №4– С. 80-85 (0,20 / 0,10 п.л. автора).
3. Лукина А.В. Повышение эксплуатационных свойств древесины, ослабленной биоповреждениями, путем модификации клеевой композицией на основе эпоксидной смолы. [Текст] / С.И. Рощина, М.В. Лукин, А.В. Лукина, М.С. Лисятников // «Научно-технический вестник Поволжья». – 2014, №4. – С. 182-184.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТЕЙ СОВРЕМЕННЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ ДЛЯ РАСЧЁТОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

STUDY OPPORTUNITIES MODERN SOFTWARE FOR THE CALCULATION OF THE SEISMIC ACTION

к.т.н. Сергеев М.С. (Владимирский Государственный Университет)

к.т.н. Лукин М.В. (Владимирский Государственный Университет)

маг. Кудрявцева А.А. (Владимирский Государственный Университет)

маг. Сидоров С.А. (Владимирский Государственный Университет)

Sergeev M.S. (Vladimir State University)

Lukin M.V. (Vladimir State University)

Kudriavtseva A.A. (Vladimir State University)

Sidorov S.A. (Vladimir State University)

Аннотация

В данной работе показаны особенности расчета рам переменной жесткости из сварных двутавровых профилей, сравнение расчета в обычных и особых условиях. Данная работа позволит обобщить и актуализировать имеющую информацию по расчетам несущих рам с учетом современных требований надежности и долговечности.

В строительстве часто возникает необходимость проектирования большепролетных промышленных зданий. В таких случаях применяют двухшарнирные и бесшарнирные рамы. Рамные конструкции эффективны при погонных жесткостях колонн, близких к погонным жесткостям ригелей, позволяя перераспределить усилия от вертикальных нагрузок и значительно облегчить ригели.

Сравнивая динамические и статические расчеты таких конструкций, можно прийти к выводу, что первые существенно сложнее по исходным данным и анализу полученных результатов. Расчет на сейсмические воздействия является частным видом динамических расчетов. В литературе они не так подробно описаны, вместе с этим часто встречаются в проектировании реальных объектов.

Воздействия, изменяющиеся во времени по величине и направлению и вызывающие в сооружении переменные во времени

напряжения, деформации, перемещения, называются динамическими. Динамические нагрузки, сообщают массам тела ускорения. Возникающие при этом инерционные силы, вызывают колебания здания. Разделяют силовые и кинематические динамические нагрузки. Первые прикладываются в виде сосредоточенных сил или моментов. Вторые, возникают при колебании кинематической связи системы, к таким нагрузкам относится сейсмическая. Она возникает в здании, при колебании основания под ним. Сейсмические нагрузки относятся к непериодическим нагрузкам (с разным периодом повторения) и обладают свойством повторного действия.

Для динамических расчетов реальное сооружение упрощают, полученная схема называется расчетной. Основным критерием в динамике, является степень свободы системы (число независимых координат, определяющих положение всех

Каждая система с n степенями свободы имеет n форм собственных колебаний и соответствующих им собственных частот. На рис. 5 представлены конструктивные схемы рам каркасов и расчетные схемы к ним для определения динамических характеристик (периодов и частот собственных колебаний).

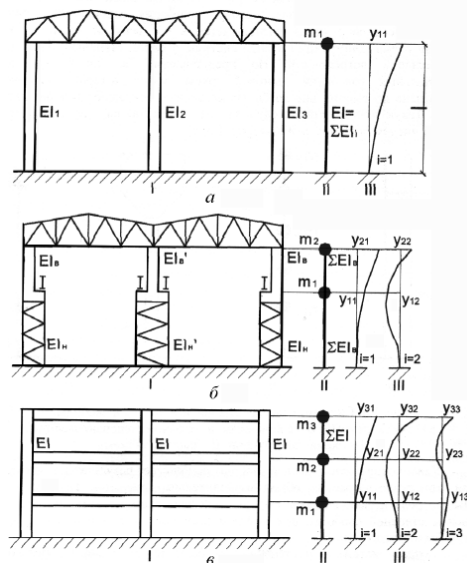


Рисунок 1. Схемы к динамическому расчету рам каркасов: а, б – одноэтажных промышленных зданий; в – многоэтажного здания; I –

конструктивная схема; II – динамическая модель; III – формы собственных колебаний

Благодаря расчетам ЭВМ, получается увеличить точность расчета, т.к. программы позволяют ввести сооружения с большим числом степеней свободы. Основными несущими конструкциями каркаса рассматриваемого примера являются однопролетные рамы из сварных двутавровых профилей. Для элементов рамных конструкций принята сталь С345. Для прочих элементов каркаса – сталь не ниже С245. Для гибких связей принята сталь С255. Марка стали выбрана в зависимости от типа здания и климатического района строительства.

Устойчивость и геометрическая неизменяемость здания обеспечивается:

- в поперечном направлении – конструкциями несущего каркаса;
- в продольном направлении – системой вертикальных связей и распорок.

Жесткость покрытия обеспечивается системой горизонтальных связей, распорок и прогонами покрытия, жесткость торцевых стен – системой распорок по стойкам фахверка. Прогоны кровли выполняются по разрезной схеме с шагом 1,5 м из гнутых швеллеров. Ригели стен выполняются по разрезной схеме из гнутых равнополочных швеллеров и гнутосварных замкнутых профилей. Горизонтальные и вертикальные связи – гибкие из круглой стали с предварительным натяжением 6,0 тс и из уголков без предварительного натяжения. Все заводские соединения – сварные. Применить полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа по ГОСТ8050-85 или в смеси углекислого газа с аргонem с использованием сварочной проволоки марки СВ-08Г2С по ГОСТ 2246-70. Монтажные соединения на обычных и высокопрочных болтах. Для рам предусмотрен строительный подъем конька величиной 1/250 пролета рамы.

Расчет конструкций произведен в программных комплексах Лира и Robot. Объект строительства находится на площадке с сейсмичностью 9 баллов, поэтому были соблюдены следующие требования:

- учтена дополнительная нагрузка на фундамент;
- расстановка дополнительных связевых блоков;
- во фланцевых соединениях рам установлены дополнительные ребра жесткости в растянутой зоне;
- в опорных узлах стоек рам (в связевых и рядовых блоках) и фахверка (в связевых блоках) установлены противосдвиговые элементы;

- обеспечены условия, при которых стеновые заполнения не препятствуют деформациям каркаса.

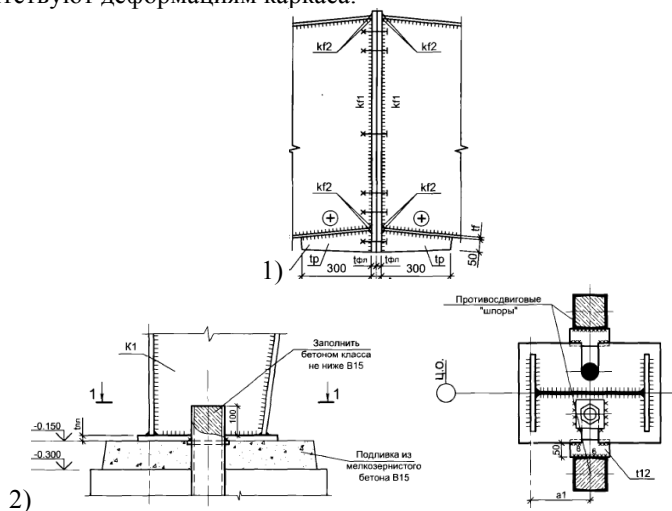


Рисунок 2. Конструктивные мероприятия при сейсмике 9 баллов.
дополнительные ребра во фланцевых соединениях;
противосдвиговые элементы в опорных узлах

Основные односторонние ребра жесткости устанавливаются на элементе ригеля под прогонами покрытия на расстоянии не менее 3 м друг от друг, начиная с карнизного узла. В области фланцев на расстоянии 1 – 3.5 м от фланца. Основные вертикальные двусторонние ребра жесткости устанавливаются на элементах ригелей в узле опирания ригелей на средние стойки. Основное вертикальное ребро жесткости устанавливается на элементе ригеля в коньке. Односторонние ребра жесткости на крайних и средних стойках рам устанавливаются на расстоянии 1,8 м от отметки +7.200.

Изготовление и монтаж конструкций следует производить в соответствии с требованиями существующих документов: ГОСТ 23118-2012 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия», СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции». В сейсмических районах класс прочности болтов 8.8. Применение автоматной стали для болтов не допускается. Гайки постоянных болтов после выверки конструкции закрепляются контргайками. Связевые блоки состоят из распорок и гибких связей, которые устанавливаются по крайним и средним стойкам и ригелям рам.

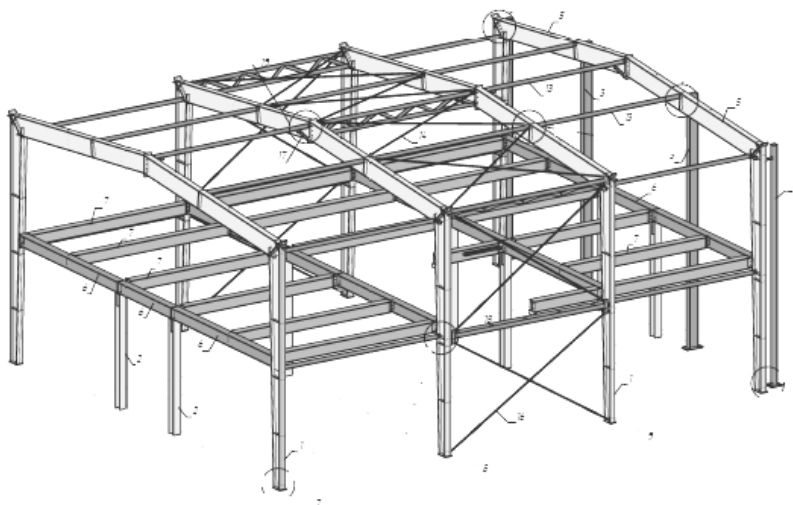


Рисунок 3. Связевой блок

В основе решения инженерной задачи в программных комплексах лежит метод конечных элементов. Количество степеней свободы равно 6, так как расчетная схема представлена пространственным каркасам. Сравнение расчетов несущих рам каркаса в программных комплексах, следует производить поэтапно в соответствии с ходом моделирования и решения задачи.

- Создание расчетной схемы, отражающей реальную пространственную работу каркаса. Одним из важных критерий программного комплекса является удобство использования его интерфейса.
- Моделирование жесткостей элементов системы.
- Основной разницей в моделирование жесткостей элементов системы в этапе их назначения. В ПК Robot Structural тип жесткости назначается при построение расчетной схемы, в ПК Лира – после.

- Сбор и моделирование статических и динамических воздействий.
- Формирование статических нагрузений в программных комплексах схожи. При формировании сейсмических нагрузок ПК Ли́ра учитывает их только в одном направлении, что противоречит реальной работе системы. Создание комбинации расчетных усилий производится по нормативным документам.
- Анализ результатов расчета.
- Конструирование элементов системы.

Конструирование элементов системы производится с учетом нормативных документов РФ. Обе программы благодаря встроенных модулей, подбирают сечения стальных элементов и необходимую площадь арматуры в железобетонных элементах.

ПК Ли́ра и ПК Robot Structural позволяют оптимизировать результаты и выбрать наиболее выгодный вариант конструктивных элементов. Проанализировав динамические и статические расчеты, можно прийти к выводу, что первые существенно сложнее по исходным данным и анализу полученных результатов. Полученные экспериментальные данные, как правило, не оценивают в полной мере сейсмичность строительной площадки ориентируясь на усредненные нормативные показатели для обширной территории. Это приводит к торможению процесса научных исследований, связанных с сейсмобезопасностью.

Список литературы:

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – М.: 2011. – 81 с.
2. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах.– М.: 2014. – 84 с.
3. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. – М.: 2011. – 173 с.
4. Ганиев Р.Ф. Нелинейные резонансы и катастрофы. Надежность, безопасность и бесшумность. – М.: 2013. – 592с.
5. СП 63.13330.2012. «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». - М.: 2012. – 76 с.

ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУЮВАННЯ ПОКРИТТЯ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

FEATURES OF CONSTRUCT OF COVERING OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY»

*к.т.н., доц. Сіянов О.І. (Вінницький національний технічний університет)
Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. A. Siyanov (the Vinnytsia National Technical
University)*

Анотація: *Розкрито комплексні передумови формоутворення, особливості геометричної побудови і конструювання покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський».*

Ключові слова: *стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, конструкція, покриття.*

Annotation: *Complex pre-conditions of creations of form, features of geometrical construction and of designing covering are exposed above the tribunes of stadium of NSC «Olimpiyskiy».*

Key words: *stadium of NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, construction, covering.*

Вступ

Конструктивне оформлення покриття стадіону НСК «Олімпійський» в м. Києві виконано знаними в Європі і далеко за її межами фахівцями із Німеччини. Їх проектні рішення докладно представлено компанією Schlaich Bergermann und Partner (м. Штутгарт).

Пакет необхідних документів розроблено в надзвичайно короткі терміни у відповідності до загальноприйнятих нормативних вимог та світових стандартів проектування конструкцій.

Вирішення задач проекту здійснено на високому професійному рівні з використанням новітніх матеріалів і технологій, сучасної комп'ютерної техніки та багатофункціонального програмного забезпечення.

Завдяки нестандартному дизайнерському підходу стадіон отримав архітектурну виразність, зручність в експлуатації і ремонті та оптимальну конструктивну форму. Вдалий вибір комбінації елементів та їх з'єднань

дозволив створити геометрично-незмінну і здатну до перебудови систему покриття у вигляді конструкції вантово-тентового навісу [1–5].

Конструктивна схема споруди

Несучий каркас включав колони, верхнє і нижнє силові кільця, систему несучих тросів внутрішнього силового кільця, верхніх і нижніх радіальних розтяжок та вертикальних з'єднувальних елементів (рис. 1).

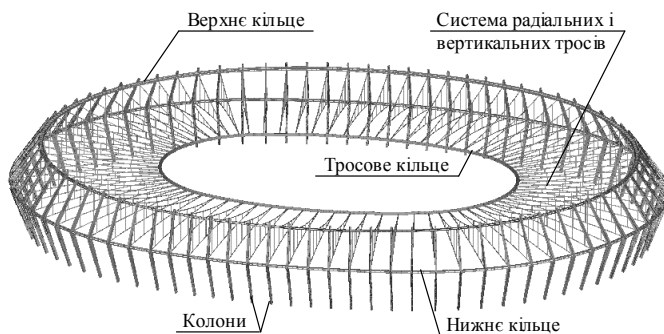


Рис. 1. Схема навісу стадіону

Кожна колона каркаса закріплена за допомогою сферичних шарнірів і утворена з двох частин, з'єднаних під певним кутом. За геометричною ознакою вони відрізняються. Тому їх об'єднано в 20 і 40 видів для верхніх і нижніх складових відповідно. За формою перерізу колони однакові і мають оптимальний коробчастий профіль (рис. 2).

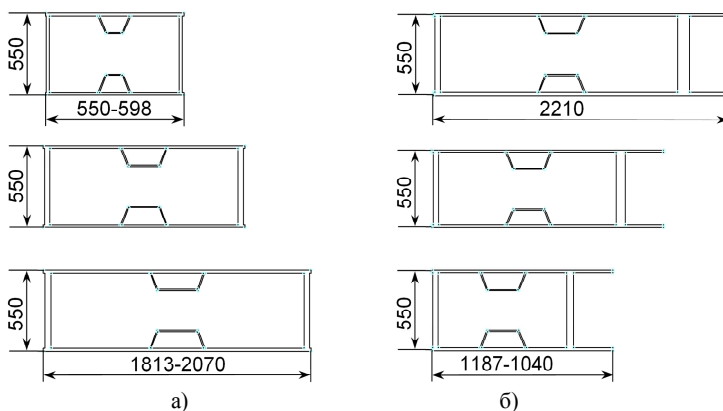


Рис. 2. Перерізи верхньої (а) і нижньої (б) частин колони

Аналогічне рішення прийнято і в окремих елементах еліптичного напрямку. Зокрема для верхнього та нижнього силових кілець надано також прямокутний профіль (рис. 3).

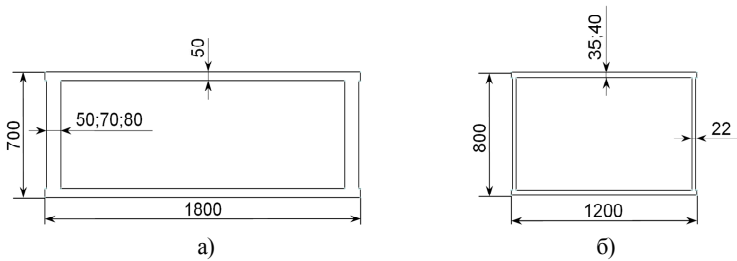


Рис. 3. Перерізи верхнього (а) і нижнього (б) силових кілець

Їх зовнішні розміри вирішено залишити сталими. Змінено лише певні товщини в деяких зонах перерізу силових кілець.

Решта конструкцій каркаса складали систему несучих гнучких елементів. Так внутрішнє силове кільце утворено з 10-ти тросів, кожен з яких заведено в отвори 18-ти пластин (рис. 4).

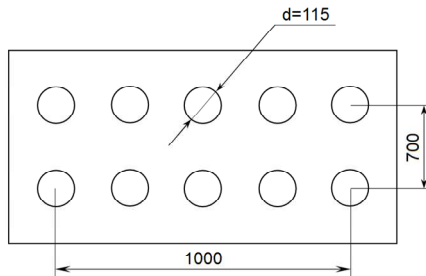


Рис. 4. Переріз внутрішнього силового тросового кільця

Перерізи тросів радіального напрямку показано на рис. 5.

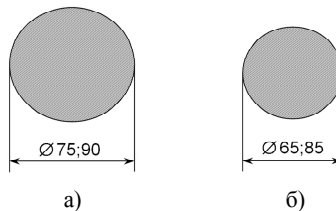


Рис. 5. Перерізи верхніх (а) і нижніх (б) тросів

Їх вузлові сполучення вирішено так, щоб забезпечити приєднання з внутрішнім силовим кільцем.

Але істотна кількість гнучких тросових конструкцій потребувала максимального включення в роботу всіх елементів вантово-тентового навісу. Тому у вертикальних з'єднувальних тросах створено додатковий силовий вплив у вигляді запропонованого в проекті попереднього напруження. Діаметр тросів указанного напрямку склав 28 мм.

Решта конструкцій в статті не розглянуто, оскільки вони відігравали роль приєднаної маси, яка лише збільшувала навантаження сил тяжіння.

Висновки

Розкрито комплексні передумови формоутворення, особливості геометричної побудови і конструювання покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський».

Здійснено ґрунтовний аналіз схеми споруди, виділено впливові відмітні ознаки просторової структури і розглянуто базові складові каркасної системи. Викладено спосіб включення в роботу основних конструкцій.

Показано форми і розміри перерізів колон, кілець, несучих тросів та вертикальних з'єднувальних елементів. Надано важливі дані про закріплення.

Список літератури

1. Лебедич И. Н. Вантово-подвесное покрытие над трибунами стадиона «Олимпийский» в г. Киеве / И. Н. Лебедич, Ю. И. Серегин // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 8–13.

2. Сіянов О. І. Розрахункові стани конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» / О. І. Сіянов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : Сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2012. – С. 239–242.

3. Гуляев В. И. Исследование конструкций навеса над трибунами национального спортивного комплекса «Олимпийский» / В. И. Гуляев, В. В. Гайдайчук, С. Н. Худолий // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 18–23.

4. Шимановський О. В. Особливості реконструкції стадіону національного спортивного комплексу «Олімпійський» / О. В. Шимановський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 2, С. 8–13.

5. Гуляев В. И. Напряженно-деформированное состояние конструкции навеса НСК «Олимпийский» при локализованном тепловом воздействии / В. И. Гуляев, В. В. Гайдайчук, С. Н. Худолий, Е. И. Борщ // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 4, С. 6–12.

ТЕПЛОВИЗИОННОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ НА ТЕРРИТОРИИ ОГУ. МЕТОДЫ ИХ ТЕПЛОВОЙ ЗАЩИТЫ

THERMAL IMAGING INSPECTION OF BUILDINGS IN THE TERRITORY OF OSU. METHODS OF THERMAL PROTECTION

*к.т.н. Столповский Г.А., д.т.н., профессор Жаданов В.И., магистр
Потехенченко Н.В. (Оренбургский государственный университет,
Россия)*

*candidate of technical sciences Stolpovskiy G.A., doctor of technical
sciences, professor Zhadanov V.I., master's degrees Potehenchenko N.V.
(Orenburg State University, Russia)*

Аннотация

Статья посвящена вопросам основной методики тепловизионного обследования на примере корпусов ОГУ. Приведены данные выборочного обследования и результаты теплозащиты зданий. Проведено сравнение полученных результатов с нормативными значениями. В Заключение указывается на выявленные дефекты, и предлагаются необходимые варианты по их устранению.

Тепловизионная съемка представляет собой бесконтактную регистрацию тепловых излучений объекта в инфракрасном диапазоне спектра с помощью прибора – тепловизора.

Для проведения обследования тестировались два тепловизора марки: Testo 876, FLIR 620. Сравнительный анализ основных характеристик прибора показал, что значительный отличий в работе и результатах не наблюдается.

С другой стороны, перечень дополнительных возможностей FLIR 620, как правило, облегчающих обработку данных, все же дает преимущество, чем объясняется дороговизна прибора, по сравнению с Testo 876. Однако в данной исследовательской работе необходимы лишь основные параметры приборов, поэтому выбор не принципиален. Использование дополнительного оборудования: измеритель, комбини-

рованный Testo 435-4, дальномер LeicaDistoD5, - необходимо для полной обработки данных.

В качестве примера оценки теплозащиты зданий рассмотрим методы тепловизионной съемки исследуемых объектов, расположенных на территории ОГУ: учебный корпус №3, учебный корпус № 4, учебный корпус № 20, студенческое общежитие № 1, в которых был проведен ремонт в течение последних 5 лет.

Наружные несущие стены корпусов №3, №4 и общежития №3 выполнены из силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе общей толщиной 640 мм. Дополнительно часть стен утеплена с фасадной стороны зданий.

Наружные стены корпуса №20 выполнены из пенобетонных блоков толщиной 300 мм с облицовкой керамическим кирпичом толщиной 120 мм на цементно-песчаном растворе.

Конструкция кровельного покрытия выполнена из железобетонных плит с утеплением и гидроизоляционным четырёхслойным материалом по цементно-песчаной стяжке.

Тепловизионная съемка предусматривает предварительный и три основных этапа: осмотр объекта контроля; обзорное, детальное термографирование; обработка термограмм.

Как правило, наиболее ответственным является предварительный этап, который включает в себя определение климатических параметров и условий. Таким образом, исключается погрешность тепловизора, обеспечивается достоверность результата. В соответствии с [2] требуемые климатические параметры представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Климатические параметры и условия на момент телевизионного обследования (21 марта 2016 г.)

Параметр	Показатель
Средняя температура окружающей среды, °С	3,4
Средняя температура внутреннего воздуха, °С	21,5
Перепад температуры, °С	12,51
Относительная влажность воздуха, %	84
Скорость ветра, м/с	2

Тепловизионные измерения проводят при перепаде температур между наружным и внутренним воздухом, превосходящем минимально допустимый перепад, значение которого определяется по формуле (1) [2]:

$$\Delta t_{\min} \geq \Delta \theta \cdot R_0^{\text{п}} \cdot \frac{\alpha \cdot t}{1 - \alpha} = 0,04 \cdot 2,76 \cdot \frac{20 \cdot 0,85}{1 - 0,85} = 12,51^{\circ}\text{C}. \quad (1)$$

Замеры температуры внутреннего воздуха и относительной влажности проводились в каждом помещении с помощью многофункционального прибора Testo -435-4.

Обследуемые конструкции не должны находиться в зоне прямого и отраженного солнечного облучения в течение 12 часов до проведения измерений. Коэффициент излучения поверхности объекта задается в программе тепловизора. Облачность, осадки, задымленность не наблюдались.

Осмотр выполняют с целью создания общей характеристики качества теплоизоляции и выявления мест для последующего детального термографирования. Результаты, полученные в ходе осмотра исследуемых объектов, считаются лишь предварительными и не могут быть самостоятельно использованы для анализа наблюдаемых дефектов.

Детальное обследование заключается в установке тепловизора на выбранном месте, при этом удаленность точек съемки выбирают исходя из величины наименьшего линейного размера, согласно формуле (2) [2]:

$$L \leq \frac{H}{5 \cdot \Delta\varphi} . \quad (2)$$

Предварительно принимаются реперные и базовый участки перед каждым термографированием. Непосредственно перед началом и после термографирования измеряется расстояние до точки, температуру и влажность внутреннего и наружного воздуха, с помощью дополнительной аппаратуры.

Все угловые стыки наружных и внутренних поверхностей ограждающих конструкций (стен, потолка, пола, карнизов, сопряжений с землей и др.) рекомендуется подвергать дополнительному детальному термографированию.

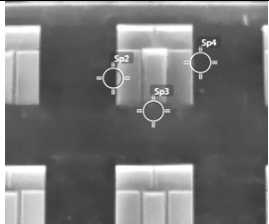
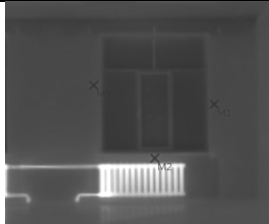
Обработку термограмм проводят для получения записанного в цифровом виде теплового изображения распределения температуры на поверхности ограждающей конструкции с более высокой точностью, чем это может быть выполнено при тепловизионной съемке. Обработку термограмм проводят либо программными средствами непосредственно тепловизора, либо с помощью ЭВМ путем математической обработки записанного в оцифрованном виде теплового изображения. Программное обеспечение для тепловизора имеет простой интерфейс, не сложное в использовании и предлагает ряд инструментов для качественной обработки термограмм.

Обработку термограммы считают завершенной, если полученные в ходе пересчета значения сопротивления теплопередаче совпада-

ют или превышают значения требуемого или расчетного сопротивления теплопередаче, с учетом влияния на регистрируемую температуру изменения коэффициента излучения по области термограммы.

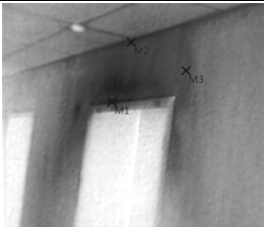
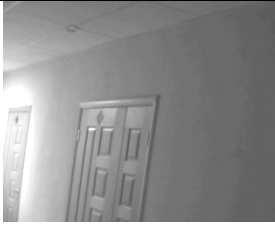
Обследованию подверглись наружная и внутренняя поверхности ограждающих конструкций здания, окна. В ходе обследования была проведена тепловизионная и фотографическая съемка фасада и внутренних помещений объекта при работающей штатной системе отопления.

Таблица 2 - Термограммы выбранных участков

		Описание участка №1: <u>Объект:</u> Учебный корпус ОГУ № 3, 4 этаж, внутренняя стена <u>Схема конструктивного решения стены:</u> 1. <u>Наружная температура:</u> минус 3.4°С <u>Внутренняя температура:</u> +21.5°С	
Рис 1. Главный фасад учебного корпуса ОГУ №3			
Измерения тепловизора	Термограмма выбранного участка	Реальный снимок выбранного участка	
<i>Температура наружной поверхности:</i> M1 - минус 7 M2 - минус 5.9 M3 - минус 5.6	Наружный фрагмент		
			
<i>Температура поверхности внутри здания:</i> M1 - 18.5 M2 - 25.5 M3 - 18.9	Внутренний фрагмент		
			

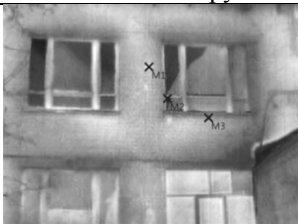
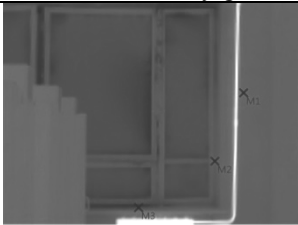
Результаты обследования фасадов зданий и внутренней части объекта представлены в таблице 2 в виде серии термограмм, сопровождающихся фотографиями и комментариями. На термограммах отображены все возможные температурные перепады, выявленные дефектные области.

Таблица 2- Термограммы выбранных участков (Продолжение)

 Описание участка №2: <u>Объект:</u> Учебный корпус ОГУ №4, внутренняя стена; <u>Схема конструктивного решения стены:</u> 3; <u>Наружная температура:</u> минус 3.4 °С; <u>Внутренняя температура:</u> + 20 °С		
Рис 2. Покрытие учебного корпуса №4		
Измерения тепловизора	Термограмма выбранного участка	Реальный снимок выбранного участка
Температура наружной поверхности: М1 - минус 9.8 М2 -минус 10.9 М3 - минус 12 Температура поверхности внутри здания: М1 - 7.9 М2 - 8.9 М3 - 10.3	Наружный фрагмент	
		
	Внутренний фрагмент	
		

Обработка результатов тепловизионного обследования заключается в определении температурных полей по поверхности и расчете фактических термических сопротивлений исследуемых участков ограждающих конструкций. Сравнение с требуемым и расчетным сопротивлением теплопередаче позволит сделать вывод о тепловой защите здания и его конструкций.

Таблица 2- Термограммы выбранных участков (Продолжение)

		Описание участка №3: <u>Объект:</u> Учебный корпус ОГУ № 3, 2 этаж, внутренняя стена; <u>Схема конструктивного решения стены:</u> 1; <u>Наружная температура:</u> минус 3,4 °С; <u>Внутренняя температура:</u> + 16 °С	
Рис 3. Дворовый фасад учебного корпуса ОГУ №3			
Измерения тепловизора	Термограмма выбранного участка	Реальный снимок выбранного участка	
<i>Температура наружной поверхности:</i> M1 - минус 0.2 M2 - минус 6.8 M3 - минус 2.5 <i>Температура поверхности внутри здания:</i> M1 - 5.3 M2 - 8.4	Наружный фрагмент		
			
	Внутренний фрагмент		
			

Требуемое расчетное сопротивление теплопередаче для стеновых ограждений и конструкций покрытия определяются по формуле (5.4) СП «Тепловая защита зданий».

Фактическое сопротивление теплопередаче рассчитывается по формуле (3) ГОСТ 26254 «Методы определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций»:

$$R_{0, \text{фак}} = \frac{t_{\text{в}} - t_{\text{н}}}{t_{\text{в}} - \tau_{\text{в}}} \cdot R_{\text{б,и}}; \quad (3)$$

Результаты фактического сопротивления теплопередаче представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Результаты расчета сопротивления теплопередачи

Номер участка №	Точка на термограмме °C	Фактическое сопротивление теплопередаче $R_{\text{фак}}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$	Расчетное сопротивление теплопередаче, $R_{\text{рас}}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$	Требуемое сопротивление теплопередаче, $R_0, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$
1	18,5	1,13	2,76	0,75
2	5,3	0,8	1,02	0,75
3	21,3	3,9	2,76	0,75
4	17,3	1,34	1,68	0,75
5	16,6	1,98	2,76	0,75
6	7,9	0,95	1,33	1,07
7	11,7	0,84	1,02	0,75

Согласно СП 131.13330.2012 «Строительная климатология», тепловизионный расчет наружной конструкции можно провести на основе сравнения требуемое температура наружной поверхности. С этими значениями сравниваются термографические изображения для выявления характерных дефектов.

Заключение по обследованию включает следующие положения: температурные поля ограждающих конструкций (стен) в некоторых случаях не равномерны и не соответствуют рассчитанному нормативу; тепловизионное обследование большинства окон, углов, карни-

зов и других участков ограждающих конструкций здания показало не равномерные температурные поля; откосы окон, как с наружной, так и с внутренней стороны, также имеют тепловые аномалии, места инфильтрации холодного воздуха установлены и показаны на термограммах; значительные температурные перепады между секциями приборов отопления; фактическое значение сопротивления теплопередачи большинства конструкций советует требуемому, однако не всегда превышает расчетное. Данный факт можно оправдать погрешностью измерений, т.к. обследуемые объекты находились менее 12 часов без контакта солнечного излучения.

Рекомендуется мероприятия по обеспечению тепловой защиты: выполнить работы по герметизации и утеплению обнаруженных дефектных зон и мест нарушения теплоизоляционных характеристик ограждающих конструкций; вызвать сантехнические службы для восстановления работоспособности радиаторов; выполнить работы по регулировке притворов для оконных конструкций, у которых обнаружены утечки тепла; рекомендуется привлечение строительных организаций для устранения дефекта в покрытии учебного корпуса №4.

Список литературы:

1. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003.
2. ГОСТ Р 54852-2011 «Здания и сооружения. Метод тепловизионного контроля качества теплоизоляции ограждающих конструкций».
3. ГОСТ 26254 «Методы определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций».
4. МДС 23-1.2007 «Методические рекомендации по комплексному теплотехническому обследованию наружных ограждающих конструкций с применением тепловизионной техники».
5. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*».

**РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ ТРУБОБЕТОННИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ТА ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ З
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМИ ДАННИМИ**

**THE CALCULATION OF CONCRETE FILLED TUBULAR
ELEMENTS AND COMPARISON RESULTS WITH
EXPERIMENTAL DATA**

*д.т.н., професор **Стороженко Л.І.**, к.т.н., доцент **Авраменко Ю.О.**,
аспірант **Семко П.О.** (Полтавський національний технічний
університет імені Юрія Кондратюка)*

*Dr. of Sc.Prof. **Storozhenko L.I.**, p.h.d., Associate Prof **Avramenko Y.O.**,
Postgraduate **Semko P.O.** (Poltava National Technical Yuri Konratyuk
University)*

Анотація

*Описані методи розрахунку центрально та позациентро стиснутих
трубобетонних елементів, зокрема методами приведення перерізів,
за допомогою інженерних методик та згідно Eurocode 4. Результати
розрахунків порівняні з експериментальними даними випробування
трьох серій трубобетонних зразків.*

Annotation

*Article deals with methods of calculation of central and non-central
compressed concrete filled steel tubular elements in particular method of
cross-section bringing, engineering methods and according to Eurocode 4.
The results of calculation were compared with experimental data of three
concrete filled elements test.*

Існують кілька методів розрахунку центрально та позациентрово стиснутих трубобетонних елементів, зокрема, розрахунок згідно норм Eurocode 4 [1], по інженерним методикам представленим в роботі О.І. Кікіна, Р.С. Санжаровського, В.А. Трулля [2] та роботі Л.І. Стороженка [3], а також розрахунок трубобетонних елементів з приведенням бетону до сталі та згідно [4]. Отримані результати порівнювались з експериментальним дослідженням трубобетонних зразків (рис. 1) висотою 800 мм, зовнішнім діаметром 108 мм, товщиною стінки 4 мм, виготовленими із бетону С20-25 та сталі С345. Навантаження прикладалось із ексцентриситетами 0,25D та 0,5D (27 та 54 мм відповідно) та з випадковим ексцентриситетом.

1. Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів згідно Eurocode 4

Несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента на стиск визначається за формулою:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd}, \quad (1)$$

де A_a – площа сталевий труби;

A_c – площа бетонного ядра;

f_{yd} – розрахункове значення межі текучості сталі;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск.

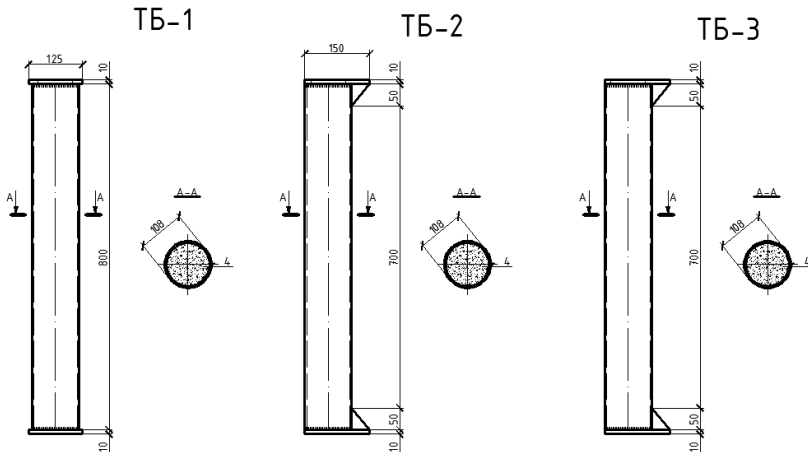


Рисунок 1. Експериментальні зразки

При розрахунку заповнених бетоном круглих труб можна врахувати ефект обтиснення бетонного ядра сталевий оболонкою, що збільшує несучу здатність трубобетонного елемента:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t/d}{f_{ck}} \frac{f_y}{f_{ck}} \right). \quad (2)$$

Для центрально стиснутих елементів ($e = 0$) $\eta_a = \eta_{a0}$ та $\eta_c = \eta_{c0}$,

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}), \quad (\text{але} \leq 1,0); \quad (3)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \quad (\text{але} \geq 0). \quad (4)$$

Приведена гнучкість визначається по формулі

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}, \quad (5)$$

де $N_{pl,Rk}$ – характеристичне значення несучої здатності труботонного елемента за формулою 1;

N_{cr} – критична сила, яка визначається за формулою Ейлера:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2}, \quad (6)$$

де μl – приведена довжина елемента;

EI_{min} – характеристичне значення ефективної жорсткості, яке слід визначати по формулі:

$$EI_{min} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c, \quad (7)$$

де I_a , I_c – моменти інерції сталевого та бетонного перерізу відповідно;

K_e – поправочний коефіцієнт, приймається рівним 0,6.

Несуча здатність позациентрово стиснутих труботонних елементів визначалась за допомогою побудови кривої взаємодії (рис. 2)

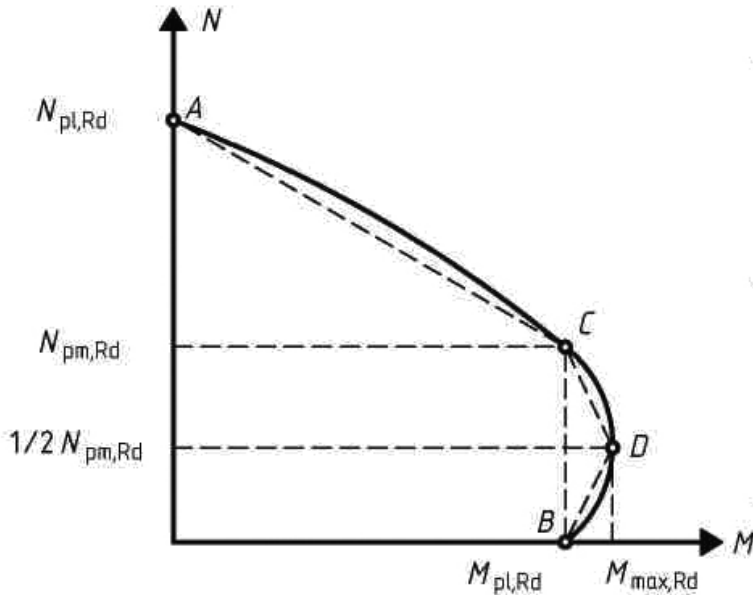


Рисунок2. Крива взаємодії [1]

Тут $N_{pl,Rd}$ – несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонного елементу на стиск, що визначається за формулою (1). Граничне значення сили $N_{pm,Rd}$ визначається наступним чином для бетону та сталі, що знаходяться у області 2 (рис.3):

$$N_{pm,Rd} = 2A_a f_{yd} + A_c f_{cd}. \quad (8)$$

Виходячи з умов симетрії, згідно [5] $N_{pm,Rd}$ дорівнює опору на стиск бетонного перерізу $N_{pm,Rd} = A_c f_{cd}$.

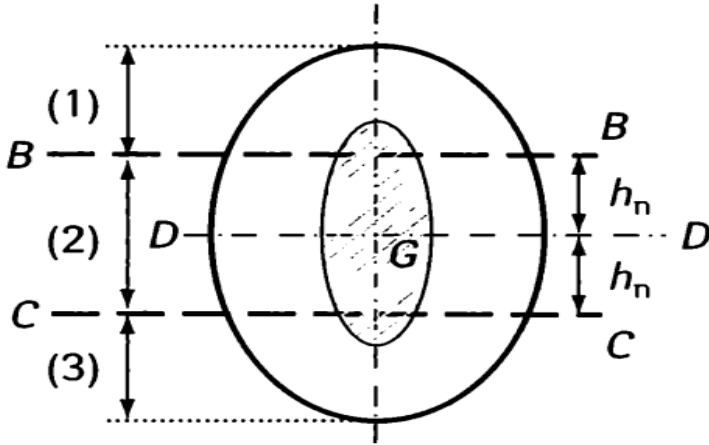


Рисунок3. Розрахункова схема сталезалізобетонного поперечного перерізу симетричного відносно двох осей довільної форми

Максимальний момент $M_{max,Rd}$ визначається по наступній формулі:

$$M_{max,Rd} = W_a f_{yd} + 0,5 \cdot W_c f_{cd}, \quad (9)$$

де W_a – пластичний момент опору сталевій труби-оболонки, W_c – пластичний момент опору бетонного ядра.

Граничний момент $M_{pl,Rd}$ визначається наступним чином:

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}. \quad (10)$$

Тут $M_{n,Rd}$ – момент, який визначається по формулі 9 лише для сталевій труби оболонки та бетонного перерізу, що знаходяться у області 2 (рис.3).

2. Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів за допомогою інженерних методів

Згідно з [3] розрахунок центрально стиснутих трубобетонних елементів на міцність має виконуватись для перерізів, нормальних до поздовжньої осі. Розрахунок виконується за умовою:

$$N_{sbt} \leq N_{per} = j_{bs} (R_b^* A_b + j_{s2} R_s A_s), \quad (11)$$

де N_{sbt} – поздовжнє зусилля від короткотривалого навантаження;

R_b^* – розрахункова міцність бетону в труобетоні;

R_s – розрахунковий опір сталевій труби-оболонки;

j_{s2} – коефіцієнт умов роботи, приймаємо згідно рис. 4.5 [3];

j_{bs} – коефіцієнт умов роботи бетону та труби у труобетоні приймаємо 1,1;

A_b – площа поперечного перерізу бетону;

A_s – площа поперечного перерізу сталі.

Розрахунок позacentрово стиснутих труобетонних елементів, залежно від довжини може виконуватись з та без урахування гнучкості. Розрахунок без урахування гнучкості виконується за формулою (12).

$$N_{sht} \leq \frac{d_i}{(d_i + 4e)} \cdot (R_b^* A_b + j_{s2} R_s A_s), \quad (12)$$

де d_i – внутрішній діаметр труби;

e – ексцентриситет прикладення навантаження.

У разі врахування гнучкості позacentрово стиснутих труобетонних елементів розрахунок здійснюється керуючись умовою (13):

$$N \leq \varphi N_{red} \quad (13)$$

де N_{red} – найбільша несуча здатність труобетонного елемента при осьовому стиску, що визначається по формулі (11);

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину при позacentровому стиску, визначається як функція від приведеної гнучкості λ_{red} та приведенного ексцентриситету e_{red} .

Коефіцієнт приведеної гнучкості

$$\lambda_{red} = \frac{2l_0}{d_i \sqrt{0,5 - 0,25 / (1 + \mu_{pb} \psi / \chi)}}, \quad (14)$$

де l_0 – приведена довжина елемента;

μ_{pb} – коефіцієнт армування;

ψ та χ – коефіцієнти, що враховують відношення механічних характеристик бетону та сталі у граничному стані.

Велечина приведенного ексцентриситету визначається по формулі:

$$e_{red} = 2e / d_i \left[0,5 - 0,25 / 1 + \mu_{pb} \psi / \chi \right], \quad (15)$$

3. *Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів по приведеним перерізам*

Суть розрахунку даним способом полягає у приведенні комплексного трубобетонного перерізу до одного матеріалу, у нашому випадку до сталі та в подальшому розрахунку на міцність та стійкість по діючим нормам.

Розрахунок на міцність виконується по формулі

$$N/A \pm M_x/I_{xn} \cdot y \leq R_y \gamma_c, \quad (16)$$

звідки N дорівнює

$$N = \frac{R_y}{e/W + 1/A}. \quad (17)$$

Розрахунок позациентрово-стиснутих колон сталого перерізу на загальну стійкість у площині дії моменту виконується за наступною формулою [4].

$$N = R_y \gamma_c A \varphi_e. \quad (18)$$

Коефіцієнт критичних напружень φ_e визначається за табл. ЖЗ[4] залежно від зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} та умовної гнучкості стержня $\bar{\lambda}$.

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (19)$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу (для круглих труб 1,1);

$$m = e A/W. \quad (20)$$

Умовна гнучкість стержня $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = l_{ef} / i_x \cdot \sqrt{R_y/E}, \quad (21)$$

Висновки. Для наочності результати розрахунків стиснутих трубобетонних елементів за різними методами представлені у табличному вигляді (табл. 1). Отримані дані свідчать про те, що в цілому всі методи дають схожі результати, проте найбільш відповідаючими експериментальним випробуванням виявились розрахунки згідно інженерним методам представленим у [2,3] з урахуванням гнучкості.

Таблиця 1. Порівняння результатів отриманих за різними методиками

Шифр зразків	Експериментальні дані, кН	Розрахунок за Eurocode 4[1]		По приведеним перерізам[4]		По інженерним методикам[2,3]	
		Без урахування обтіснення	З урахуванням обтіснення	Без урахування гнучкості	З урахуванням гнучкості	Без урахування гнучкості	З урахуванням гнучкості
ТБ-1	730	639	743	722	701	702	681
ТБ-2	360	356	-	314	447	344	351
ТБ-3	300	263	-	242	317	234	278

Список літератури

1. *Eurocode 4*. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization (CEN) ENV. 1994 – 1-1: 1992.
2. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Стройиздат, 1974. – 145 с.
3. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с внешним армированием: Учеб. пособие – К. : УМК ВО, 1989. – 99 с.
4. ДБН В. 2.6 – 198: 2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
5. Джонсон Р.П. Пособие для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. EN 1994-1-1 / Р.П. Джонсон; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО « Моск. гос. строит. ун-т»; науч. ред. пер. В.О. Алмазов, А.Н. Томилин. 2-е изд. Москва : МГСУ, 2013. – 414 с.

**ГІПЕРБОЛІЧНИЙ ПАРАБОЛОЇД З АСИМПТОТИЧЕСКИХ
І ПАРАБОЛІЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**THE ASYMPTOTIC AND PARABOLIC ELEMENTS STRUCTURES
COVERING OF HYPERBOLIC PARABOLOID**

Стоянов В.В. д.т.н проф., Жгаллі.Ш. асп. (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Стоянов В.О. асп. (Центральний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій імені В.А. Кучеренко).

Stojanov V.V Prof., T.Sc.D., Jgalli .S P.G. (The Odessa State Academy of Building and Architecture), Stojanov V.O P.G. (the V.A. Kucherenko central scientific research institute for building structures).

Анотація. *Гіпар – це гіперболічний параболоїд представляє трансляційну лінійчату нерозгортачу антикласичну поверхню, тобто поверхню негативної гаусової кривизни.*

Формоутворення з параболічних елементів відповідає випинанню оболонки і головні зусилля розтягування розташовуються у напрямку вісхідних парабол. Композиційні матеріали мають анізотропні характеристики, у зв'язку з чим їх часто використовують при вирішенні специфічних конструкторських завдань. ANSYS Workbench спеціалізований програмний продукт – ANSYS Composite PrepPost (ASP), у якого всі слойоні елементи дозволяють оцінювати міцність за допомогою різних критеріїв руйнування (критерій максимальних деформацій, напруги, цяя-ву, хашин, гипотеза цяя-хилл). В роботі розглядається можливість використання оболонкових покриттів від'ємної гаусової кривизни. Надається конструктивне рішення різних типів складових елементів, а також розрахунки таких конструкцій.

Ключові слова: *від'ємна гаусова кривизна, оболонкові покриття, композиційні матеріали, ASP, критерії руйнування.*

Annotation. *Hypar - a hyperbolic paraboloid representing translational ruled developable anti classical surface, ie, the surface of negative Gaussian curvature. In the construction used two types hypar petals:*

- The petals with the contour of straight lines having the shape of a rectangle heaped;

- The petals of a parabolic contour lines or circuit having a saddle shape or line.

Precast element in the form of twisted shell rectangle field at certain distance equal to the width of elements to dissect in one direction perpendicular to the X or Y axis vertical planes. Petals with such elements are widely used.

Shaping of the parabolic elements corresponds to buckling of the shell and the main tensile forces are arranged in the ascending direction of parabolas, and the main compression force - in the direction of the descending parabola.

Composite materials are formed from the combination of two or more layered materials, each having very different properties. Composite materials have become a standard for manufacturing products that are both light and strong. Additionally, composites provide enough flexibility so that products with complex shapes, such as boat hulls or surfboards, can be manufactured. Among the many challenges of designing products from composites is defining the specifications of each of the layers that are a part of the composite material. To engineer layered composites, a designer must find the best combination of lamina, from the number of layers involved to the thickness and relative orientation of each layer. As with homogeneous materials, stresses, deformations and other performance indicators will help determine a product's performance under actual working conditions. In addition to this, a range of failure criteria, from simple to more advanced formulations, is usually also used to study how the layer material and their orientations affect the design of the product. ANSYS Composite PrepPost software provides all the necessary functionality for the analysis of layered composite structures. An intuitive interface efficiently defines materials, plies and stacking sequences, and also offers a wide choice of state-of-the-art failure criteria. ANSYS solvers provide the foundation for accurate results, while additional computations for the failure criteria are performed within the ANSYS Composite PrepPost application.

The paper discloses a possibility of using for shell covering negative curvature. Presented design solutions into constituent elements structures and computations such structures.

Keywords: Hypar, negative curvature, negative Gaussian curvature, ANSYS Composite PrepPost, shell, software.

Известно, что оболочки обладая незначительным весом, в то же время представляют исключительно прочную конструктивную форму. Изгибная деформативность оболочек в силу искривленности их поверхности имеет показатели в десятки раз лучше по сравнению с пластинами. Срединная поверхность оболочки – гиперболический параболоид (гипар) представляет собой трансляционную линейчатую неразвертывающуюся антиклассическую поверхность, т.е. поверхность отрицательной гауссовой кривизны.

В строительстве применяются два вида оболочек:

- оболочки гипар с контуром, состоящим из прямых линий – асимгиполоид (с формой скрученного прямоугольника или параллелограмма);

- оболочки с контуром, состоящим из кривых линий (трансгиполоид);

Срединная поверхность оболочек обоих видов одинаково – гиперболический параболоид. Отметим, что оболочки гипар с контуром из прямых линий типа асимгиполоид широко применяются [1]. Менее известны такие оболочки когда из составных элементов определенных размеров наполняют один лепесток (рис.1) или систему лепестков при размере оболочки 36,00 * 24,00 м (рис.2) [2].

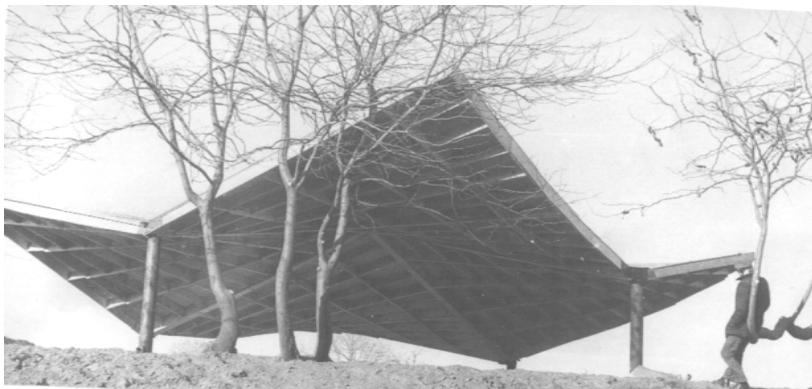


Рис. 1. Общий вид оболочки 12000х12000 мм.

Неразвертывающаяся поверхность гиперболического параболоида создает определенные трудности при аппроксимации поверхности оболочки на сборные элементы. При этом большая сопротивляемость этой формы оболочки выпучиванию объясняется

тем, что главные усилия растяжения располагаются по направлению восходящих парабол, а главные усилия сжатия - по направлению нисходящих парабол. (рис.3) и (рис.4). При этом продольные стыки располагаются перпендикулярно сжимающим усилиям и сосредотачиваются по диагоналям на опорные части. Увеличение активной нагрузки приводит к усилению прижима элементов продольных трехслойных панелей продольными кромками. Детали формообразования параболические панелей подробно описаны в монографии [1] стр. 37-41.



Рис. 2. Фрагмент оболочки 36000х24000 мм .

Проблемы строительной отрасли, неразрывно связанные со снижением материальных, трудовых и энергетических ресурсов на возведение и эксплуатацию зданий и сооружений, являются причиной постоянного поиска новых и совершенствования уже существующих конструктивных решений. Среди перспективных путей решения данных проблем, а также достижения существенного уменьшения веса зданий и сооружений, при сохранении высоких прочностных и жесткостных характеристик, считается целесообразным внедрение в практику строительства облегченных конструкций в виде параболических панелей.

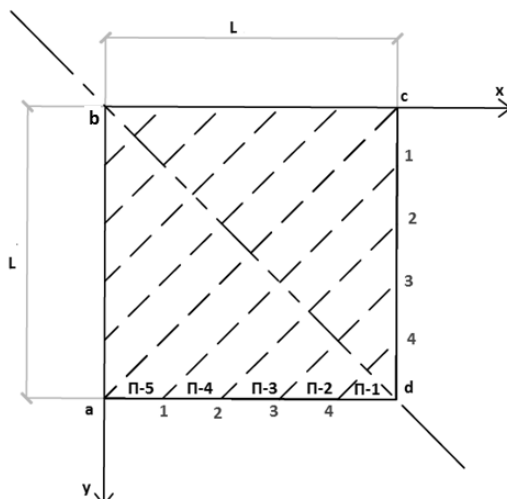


Рис. 3. Разрезка поверхности лепестка оболочки на сборные параболические элементы и Подъемистая оболочка из сборных элементов параболического профиля размером 1500х1500 мм.
а) Восходящие параболы (ac); б) Нисходящие параболы (bd); в) Параболические элементы (П-1)-(П-5); г) Стыки параболических элементов (1-1)-(4-4).

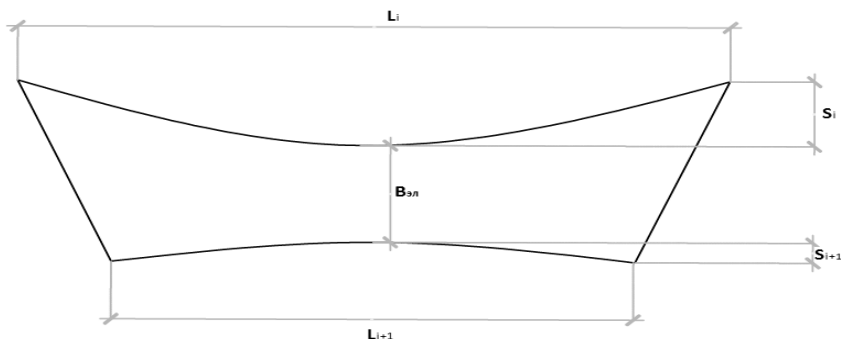


Рис. 4. Общий вид параболического элемента.

К числу уникальных конструкций, выполненных по индивидуальным проектам и отличающихся от конструкций массового изготовления прежде всего своей формой, относятся деревянные гиперболические оболочки. Наибольшее распространение такие оболочечные конструкции получили в Германии, Англии, и ряде других европейских стран.

Экспериментальным исследованиям гиперболических оболочек из таких композитных материалов как древесина и фанера посвящены ряд работ [1], [2], [3], [4]. Так, например, в работе [3] приводятся данные об испытаниях модели пологой клеефанерной оболочки над квадратным планом, собираемой из 10 ребристых панелей скрученной конфигурации. учесть, что в нашей стране опыт возведения покрытий с применением комбинированных конструкций ограничивается только несколькими примерами гиперболических оболочек, но здесь можно остановиться на конкретных результатах оценки их экономической эффективности, выполненной в работах [3] и [4]. В частности, в из этих работ указывается, что двухсекционная оболочка дощатогвоздевой конструкции размерами в плане 2х10х10 м была изготовлена пятью квалифицированными рабочими всего лишь за 1 месяц. По стоимости на практике оболочка дощатогвоздевой конструкции может быть сопоставлена с конструкцией сборной гиперболической оболочки из клеефанерных панелей. Сравнение показывает, что клеефанерная оболочка оказывается на 30% более экономичной.

Целью настоящей работы является изучение влияния формообразования на несущую способность и деформативность оболочки в форме гиперболического параболоида. В связи с этим,

авторами предполагается конструирование легких металлодеревянных сборных гиперболических покрытий (рис.5), составленных из трехслойных конструкций типовых панелей (рис.3) и (рис.4).



Рис. 5. Вид с боку оболочки из параболических панелей размером 3000х3000х35мм в лаборатории кафедры МДиПК ОГАСА.

Эффективность конструкций, созданных на основе тонколистовых материалов и трудносгораемых легких заполнителей, определяется их малым весом, простотой и скоростью их монтажа, высокой эксплуатационной надежностью. Здания, возведенные с применением легких многослойных панелей, уже нашли широкое применение в практике мирового строительства, что в определенной степени определяет актуальность их использования. Тем не менее, накопленный опыт проектирования и эксплуатации обсуждаемых конструкций является недостаточным относительно сборных параболических элементов (в виде сэндвич панелей) (рис.4). Трехслойные панели состоят из профилей обшивок внешней и внутренней, толщиной которые 0,4мм, между которыми располагается изоляционный слой из пенополиуретана и через определенный шаг находятся поперечные деревянные элементы. Все панели соединяются между собой благодаря продольным деревянным элементам каркаса, состоящего из продольных и поперечных элементов направленных по нисходящей и восходящей параболах.

На основе расчетов, выполненных в программном комплексе ANSYS [5], [6], рассматривается влияние формообразование оболочки (рис.6) из составных элементов с учетом податливости стыков, на напряженное состояние оболочек под действием равномерно распределенной нагрузки.

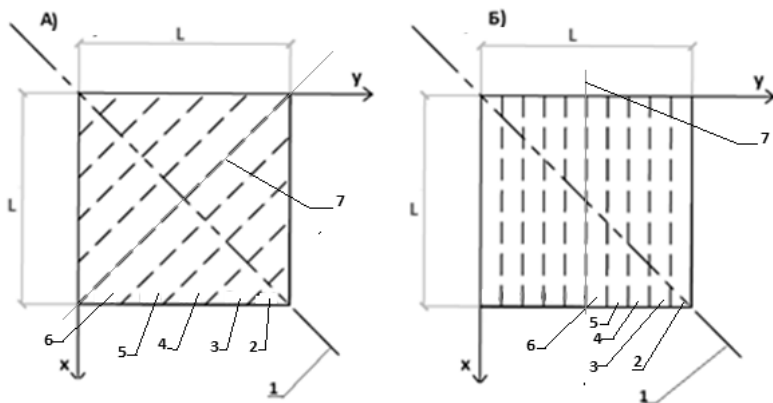


Рис.6. К сравнению модели расчета двух видов составных гипаров.
 А- Гипар из параболических элементов; Б- Гипар из асимптотических элементов в виде скрученного прямоугольника
 1-Диагональная ось симметрии; (2-6)-Типовые панелей-1; 7-ось симметрии типовых панели.

Из рассмотрения приведенных эпюры и графиков следует:

- На рис. 7. представлены линии максимального прогиба под нагрузкой для гипара из параболических элементов и асимптотических (в виде скрученного прямоугольника) с одинаковыми податливостью в местах соединения элементов, так же в качестве сравнение, проводился расчет монолитного лепестка представляющий жесткую конструкцию. Сравнение графиков прогиба показывает что, вертикальные перемещения оболочек значительно увеличиваются в сравнении 2-ой и 3-ой оболочки почти в два раза, таким образом гипар из параболическими элементами воспринимает нагрузки сравнительно лучше чем оболочка из асимптотических элементов. Кроме того на рис.8.

изображённые изополя перемещений по z , где видно что наибольшие прогибы у трех гипаров имеются в точках, близких к четверти пролета. Из распределения прогибов на рис.9. отмечается большое сходство между 1-ой и 3-ой оболочками что, существенно демонстрирует стремление 1-ой оболочки работать как монолитной, за счет увеличение активной нагрузки и усилению прижима параболических элементов.

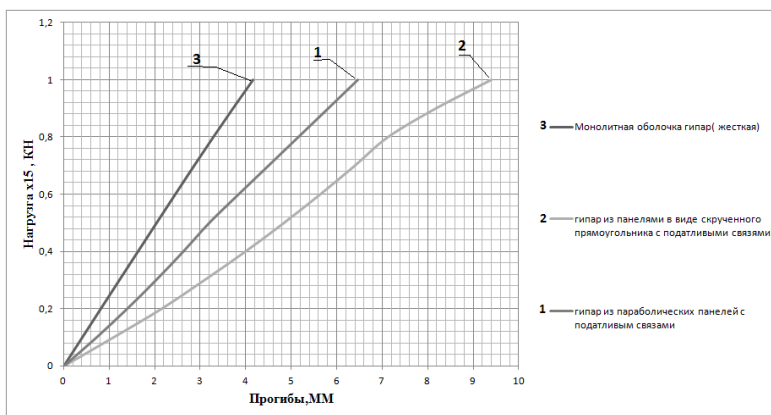


Рис.7. Зависимость прогиба от нагрузки

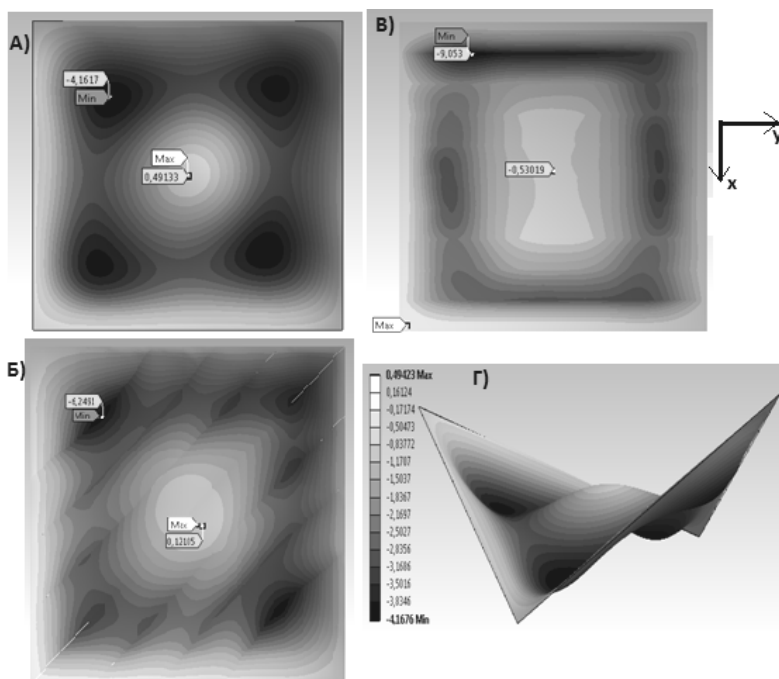


Рис.8.Изополя перемещений по направлению Z

А)- Монолитная оболочка гитар(жесткая)
 Б)- Гитар из параболических элементов; В- Гитар из асимптотических элементов в виде скрученного прямоугольника

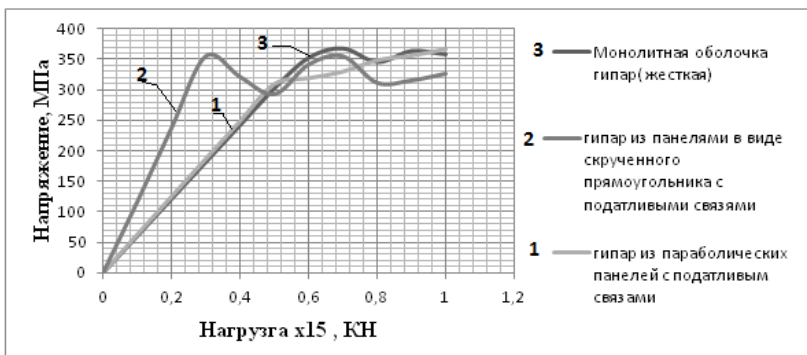


Рис.9. Зависимость максимальное эквивалентной напряжение по Von Mises от нагрузки.

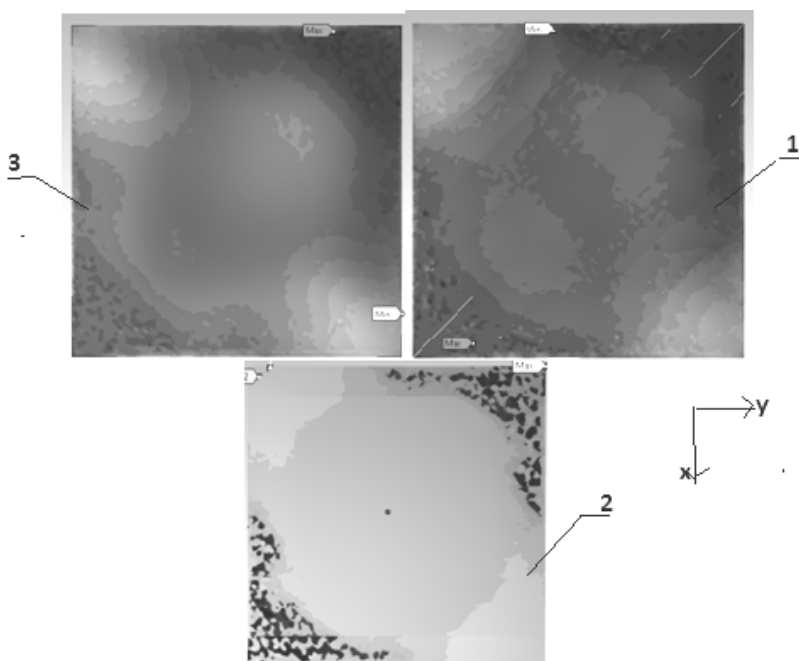


Рис.10. Изополя главные сжимающие усилия, к сравнению модели расчета трех видов конструктивов, рассматриваемых оболочек.
1- Гипар из параболических элементов; 2- Гипар из асимптотических элементов в виде скрученного прямоугольника; 3- трехслойная монолитная оболочка в виде гипар

- На рис.9. характеризуются упругопластическая область работы конструкции, и наблюдается в стадия упругой деформации, большая близость работы 1-ой и 3-ой оболочки, в то время как 2-ой гипар отдельно работает и испытывает больше всех усилия. Аналогично на рис.10. где изображается главные сжимающие усилия, легко видно единичности распределения напряжения между 1-й и 3-й гипар.

- Как видно из рис.11, главные сжимающие напряжения увеличиваются к нижним опорам, и достигают наибольшего значения в точках близких к ним, а в поле оболочки они уменьшаются, и носят явно затухающий характер.

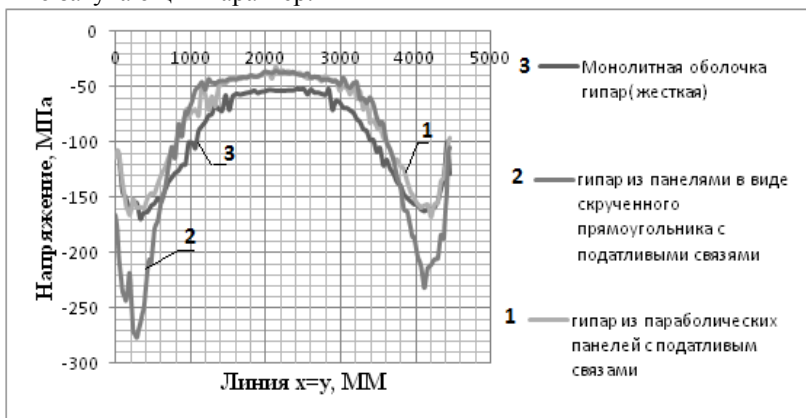


Рис.11. Эпюра главных сжимающих напряжений в оболочке по линии $x=y$

- Из рис.12. в средней зоне оболочки, нормальные величины напряжений невеликий, а в приконтурной зоне они возрастают к защемленным краям, и могут становится того же порядка, что и сдвигающие напряжение рис. 13. В результате существует большая вероятность образоваться зоны двухосного сжатия.

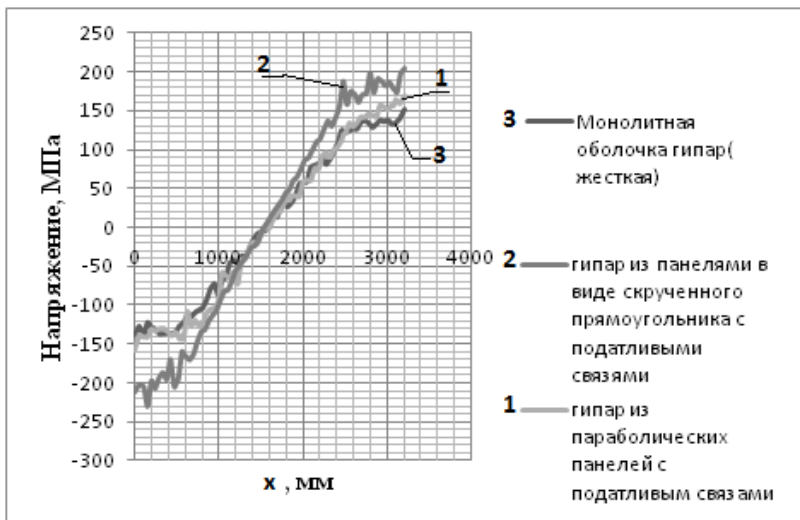


Рис.12. Эпюра нормальных напряжений в оболочке по линии $y=0,03L$

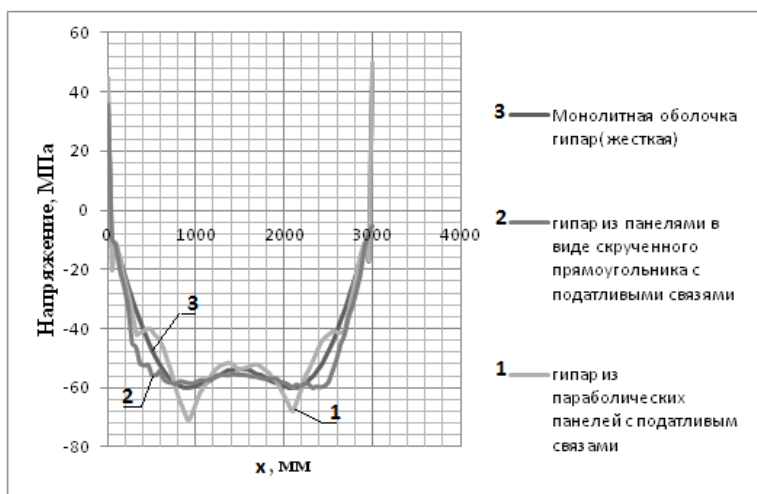


Рис.13. Эпюра сдвигающих напряжений в оболочке по линии $y=0,5L$

Выводы:

- Под равномерно распределенной нагрузкой, работа гипара при использовании параболических и асимптотических элементов существенно отличается.

- Использование параболических панелей в отличие от асимптотических, способствует усилению сжатия в местах соединения в условиях равномерной распределенной нагрузки.

Список литературы:

1. Стоянов В.В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий. – Одесса, 2000г.; - 166с. Полиграфический центр ЧП «Укртехснаб», 2000.
2. Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс. В.В. Стоянов: Курс лекций. ОГАСА. 2011 г. 116 стр.
3. Стоянов В.В., Узун Н.И. Сборные клефанерные гиперболические оболочки. К., Штиинца, 1981 г., 78с.
4. Stojanov V.V. Kontovone lepene hyperbolice skrupiny. V zbornicu zo IV medzinarodeho sympozia "Drevo v stavebných konstrukciách", Bratislava, 1989.
5. Ahmad, S., Irons, B. M. and Zienkiewicz, O. C., "Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Finite Elements", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 2, No. 3, pp. 419-451 (1970).
6. Flügge, W., Stresses in Shells, Springer Verlag, Berlin (1967).

СЕТЧАТЫЕ СВОДЫ С КОСЯКАМИ ИЗ ДВУТАВРОВЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

MESH ARCHES WITH JAMBS OF BEAM WOODEN BEAMS

проф. Стоянов В.В., доц. Коршак О.М., асп. Бойко А.В.,
доц. Чучмай С.М. (ОГАСА г.Одесса)

Stoyanov V. V., Korshak O. M., Boyko A. V., S. M. Chuchmai
(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

АНОТАЦІЯ

В роботі розглядаються сітчасті склепіння з косяками з сучасних дерев'яних елементів різного типу. Це в першу чергу використання двотаврових балок із стінкою з OSB і поясами з дерев'яних брусків або балки виготовлені з багатошарової деревини з перехресним розташуванням шарів дощок. Останні успішно можуть бути використані при виготовленні фронтальних арок сітчастих склепінь. З урахуванням розвитку різних програмних комплексів, які спрощують і прискорюють розрахунок конструкцій, дерев'яні та композиційні конструкції також зручно розраховувати в розрахункових комплексах. ANSYS Workbench – спеціалізований програмний продукт – ANSYS Composite PrepPost (ASP), у якого всі шаруваті елементи дозволяють оцінювати міцність за допомогою різних критеріїв руйнування

Ключові слова: кружально-сітчастий звід, одвірки, циліндричний звід, двотаврові дерев'яні балки.

ABSTRACT

The paper discusses the mesh arches with shoals of modern wooden elements of different type. It is primarily the use of I-beams with a web of OSB and belts of wooden bars or beams made of multilayer wood with cross arrangement of layers of boards. The latter can successfully be used in the manufacture of the front arches mesh design.

With the development of various software systems that simplify and accelerate the calculation of structures, wood and composite construction also convenient to calculate in the estimated complexes. ANSYS Workbench is a specialized software product ANSYS Composite PrepPost (ASP), in which all the layered elements allow us to estimate the strength using various failure criteria.

In addition to calculation of composite anisotropic structures, the question of the analysis of work of joints, study of new variants being developed at the Department of MD and PC OGAS and prepared patent.

Keywords: krugolina-mesh arch, jambs, barrel vault, beam wooden beams.

1. Общие сведения о кружальчато-сетчатых сводах.

Следует отметить, что кружально-сетчатый цилиндрический свод представляет собой конструкцию, составленную из установленных на ребро косяков, расположенных по направлению двух взаимно-пересекающихся ломанных винтовых линий (Рис.1).

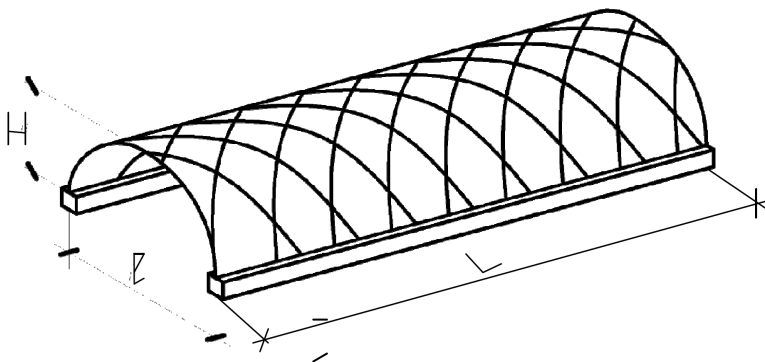


Рис. 1 Кружально-сетчатый свод.

Еще в начале прошлого столетия в 20-х годах кружальчато-сетчатые своды использовались довольно хорошо в самых различных конструкциях покрытий. В книге К.Керстена [1] изданной в 1932г. можно увидеть крыши жилых домов системы Цолльбау (с.158) или шикерный купол павильона в Кобленце (с.311). В 30-40 годах развитие

пространственных деревянных конструкций значительно увеличилось – например, ребристые своды пролетом 100м [2]. В 60-х годах был построен сетчатый свод в США пролетом 52м.

Отметим, что из известных двух типов сводов (в зависимости от конструкции узловых сопряжений) безметалльных систем С.И.Песельника и металлических систем Цолльбау, последние являются и ныне весьма применимы. Именно новые системы конструкций узловых соединений и привлекают нас.

2. Новые принципы конструирования косяков и их соединения.

2.1 Цельная древесина с послойным армированием по пласти косяка

2.2 Клееная древесина с послойным армированием по клеевым швам и по пласти косяка.

Послойное армирование отмеченное в (2.1) и (2.2) подробно описано в патенте [2].

2.3 Косяки в виде *двутавровых* балок с деревянными поясами и стенками из OSB и других типов.

2.4 Различные типы косяков используются и новые способы соединения (подготавливается патент).

3. Расчет кружально-сетчатых сводов

3.1 Приближенный метод.

Кружально-сетчатый свод представляет собой стержневую пространственную систему с многими лишними неизвестными. Для расчета таких сводов принят приближенный метод, точность которого вполне достаточна и оправдана многочисленными испытаниями, а также эксплуатационной практикой.

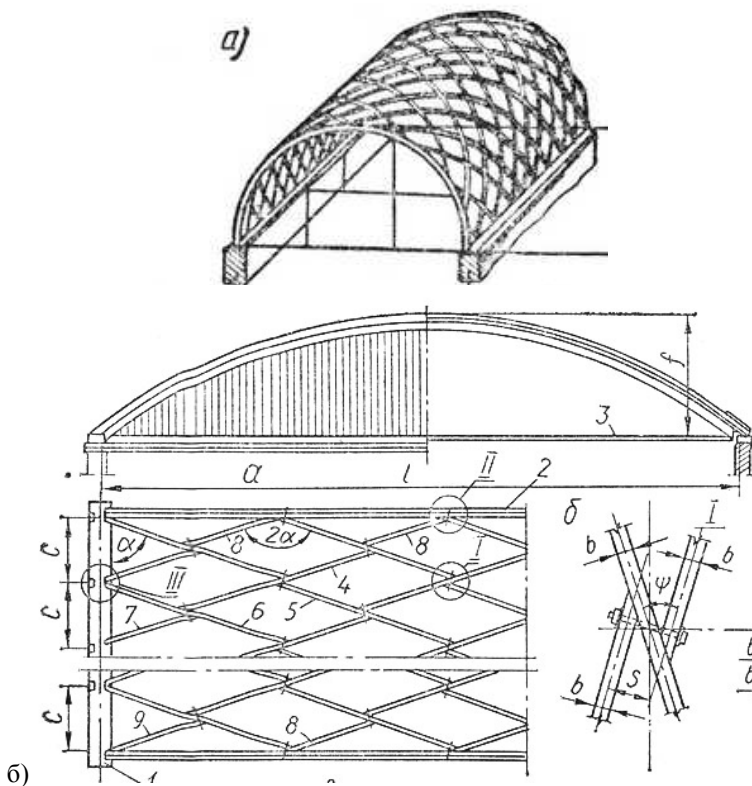


Рис. 2. Кружально-сетчатый свод системы Цолльбау
а- Общий вид; б – развертка

По приближенному методу расчет ведется, как для двух- или трехшарнирной арки (кругового или стрельчатого очертания), для полосы, выделенной из свода шириной, равно расстоянию C между узлами свода (рис. 3). Определение изгибающего момента M_o и нормальной силы N_o для такой полосы-арки производится в предположении воздействий на нее расчетной постоянной и временной нагрузок. Наличие жестких торцевых стен-фронтонов или диафрагм увеличивает жесткость свода (уменьшает его прогиб) и, кроме того, уменьшает в своде изгибающие моменты. Это влияние

пространственной жесткости заметно сказывается лишь при отношении длины свода между фронтонами или диафрагмами B к длине дуги S свода $B/S < 2,5$. Учет указанного влияния при значениях этого отношения от 1 до 2,5 следует производить путем деления расчетного изгибающего момента для арки на коэффициент k_ϕ ; ниже приводятся значения k_ϕ , учитывающие разгружение влияния фронтонов:

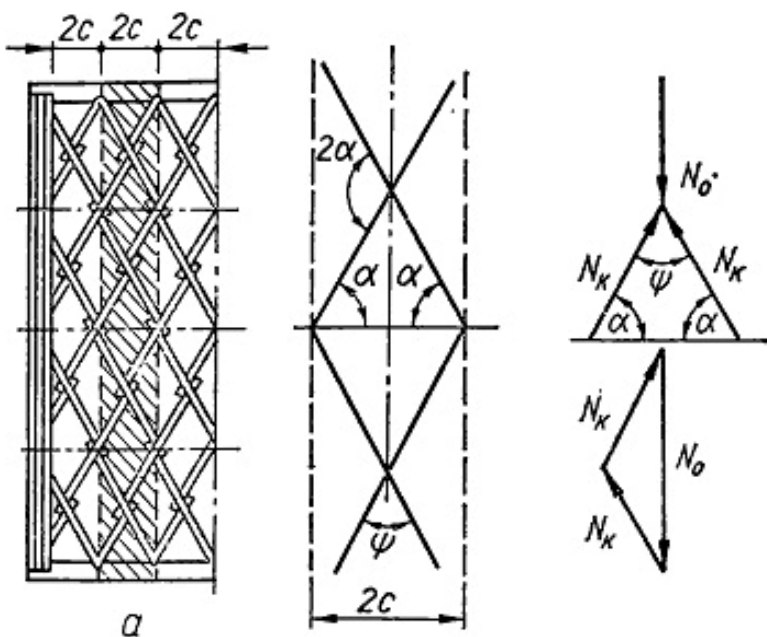


Рис. 3. Расчетная схема сетчатых сводов.

B/S	≤ 1	1.5	2	≥ 2.5
k_ϕ	2.0	1.4	1.1	1.0

Расчетный изгибающий момент M_0 воспринимается только одним сквозным осяком, так как два набегających косяка только примыкают к его середине, нормальные же силы передаются одинаково по двум направлениям косяков.

Ввиду несовпадения плоскости действия расчетного момента M_o для арки и нормальной силы N_o с осью косяка наклоненного к образующей свода под углом α , расчетный изгибающий момент для сквозного косяка

$$M_k = \frac{M_o}{\sin \alpha}$$

и нормальная сила для косяка

$$N_k = \frac{N_o}{\sin \alpha}$$

Расчет ведется с учетом совместного действия сжатия и изгиба. Гибкость свода с учетом пространственной работы его определяется по общей формуле с введением эмпирического коэффициента 0,7. Расчетная длина с учетом косога направления косяковувеличивается делением на $\sin \alpha$.

$$\lambda = \frac{0,7l_o}{\sin \alpha \sqrt{\frac{l_{ox}}{2F_{ox}}}} \approx \frac{3,5l_o}{h_k \sin \alpha}$$

На сегодняшний день, с учетом развития различных программных комплексов, которые упрощают и ускоряют расчет конструкций, деревянные и композиционные конструкции также удобно рассчитывать в расчетных комплексах. ANSYS Workbench – специализированный программный продукт – ANSYS Composite PrepPost (ASP), у которого все слоистые элементы позволяют оценивать прочность с помощью различных критериев разрушения.

Возможности модуля ANSYS Composite PrepPost позволяют точно моделировать конструкции с послойным армирование (рис.4) с учетом направление волокон для каждого слоя композита (анизотропия самой среды) и принять во внимание ряд характерных свойств армирующих элементов , что очень полезно для оценки конечного изделия.

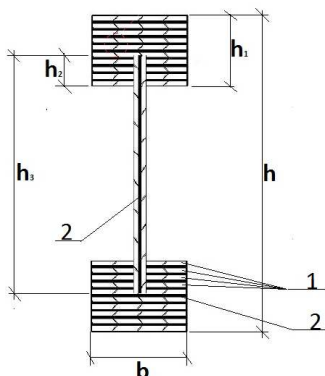


Рис.4. Послойное армирование двутавровое сечение металлической сеткой, толщиной 1,0 – 2,0 мм:

1- доски пакета, 2- клеевой шов;

Кроме удобства расчета композитных анизотропных конструкций, решается вопрос анализа работы узловых соединений, на исследовании новых вариантов ведутся разработки на кафедре МД и ПК ОГАСА и подготавливается патент.

Выводы:

1. В связи с широким применением деревянных балок со стенкой из OSB, актуально и их применения в пространственных конструкциях на примере кружально-сетчатого свода.
2. Новые способы соединения упрощают возведение конструкций.
3. Удобство расчета анизотропных композитных конструкций в программе ANSYS Composite PrepPost располагает к проектированию таких конструкций.

Литература:

1. Керстен, К. Современные инженерные деревянные конструкции [Текст] : пер. с нем. / К. Керстен. - М. ; Л. : Гострансиздат, 1932. - 418 с.
2. Патент ИА 87286 ЕО48 В/12 Деревянная балка – 2005, бюл. изобр. №13.

УДК 624.011

**МАССИВНЫЕ КДК - НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ
ИХ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РЕКОНСТРУКЦИИ
MASSIVE GLUED LAMINATED TIMBER CONSTRUCTIONS –
SOME FEATURES OF CONSTRUCTION AND
RECONSTRUCTION**

Стоянов В.О., аспирант (ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко)
Stoianov V.O., postgraduate (TSNIISK)

Аннотация

В работе раскрывается возможность исключить развитие поперечных трещин при изготовлении конструкций устройством высокомодульных сеток в клеевых швах между досками, а также в процессе эксплуатации использовать для реконструкции стеклопластики или углепластики

Annotation

The article reveals the option to exclude the development of transverse cracks in the manufacture of construction with high-modulus meshes in adhesive joints between the boards, as well as in the exploitation to use fiberglass or carbon composites for the reconstruction

Конструкторы, занятые проектированием деревянных конструкций, и инженеры, отвечающие за их эксплуатацию, должны различать в древесине две формы влаги. Это свободная влага, заполняющая внутренние пустоты (полости клеток и межклеточное пространство), и связанная (гигроскопическая), наполняющая толщу клеточных оболочек. Максимальное количество последней не превышает 30% от общей влажности при температуре 20°C .

Отмеченное выше хорошо известно и описано в монографии А.Д.Ломакина «Защита деревянных конструкций» [1], в который он подробно остановился на свойствах воды в древесине, а также на многих вопросах защиты деревянных конструкций, методах оценки защитных свойств покрытий и др.

В нашей статье рассмотрим возникновение в древесине массивных ДК трещин от влаги, длина которых составляет до нескольких метров в поперечном или косом направлении. В работе [1] об этом подробно указывается, как и почему такие трещины возникают. Оказывается, что в отдельных случаях трещины, если и возникают по какой-либо причине, то они развиваются только вдоль

конструкции [2]. Для предотвращения развития косых и поперечных трещин при склеивании в пакете между досками устанавливается тонкая (1мм) сетка высокомодульного материала [3]. Это может быть сетка стеклопластика, углепластика или металлическая (оцинкованная) (Рис. 1) [3]. Наличие сетки из высокомодульного материала между досками исключает развитие поперечных трещин. Это связано с тем, что трещина, находящаяся в древесине, отклоняется вдоль доски при приближении к границам досок, где имеется высокомодульный материал. Если высокомодульный материал располагается в нижней зоне балочной конструкции, это позволяет не только исключить развитие трещины поперек сечения, но и повысить изгибную жесткость конструкций.

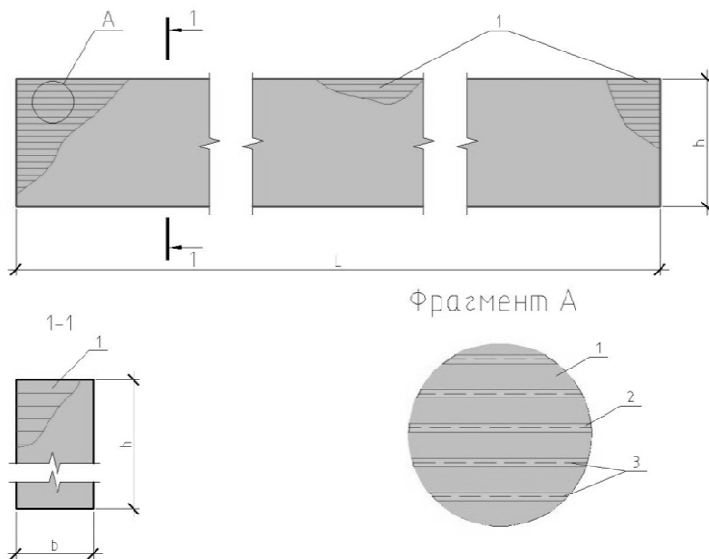


Рис. 1 Клеедощатая балка с устройством сеток между слоями досок
1 – доски, 2 – клеевой шов, 3 – армирующая сетка (либо стеклопластик, либо углепластик, либо металл)

В тех случаях, когда эксплуатируют массивные КДК без высокомодульных сеток, как это отмечалось выше, то необходима специальная подготовка к реконструкции сборных КДК (рис. 2).

Реконструкция предполагает необходимость рассмотрения трех пластов (двух боковых и нижней) на предмет появления трещин. Верхняя плоть конструкции занята рабочими элементами для

устройства размещения нагрузки. При обнаружении в некоторых местах трещин длиной не более 100 мм на пластике размещается сетка вдвое большего размера в один или три слоя.

В случае обнаружения трещин длиной от 100 до 300 мм и более размеры сеток удваиваются и через 1-3 м укладывается такого же размера запасная сетка.

При наличии трещин, испытывающих дальнейшее удлинение, следует между крайними сетками или по всей длине сборного элемента укладывать жесткую углепластиковую нить (Рис.2). При этом мы учитываем, что расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон по своду правил [3] составляет 1,5-1,6 МПа.

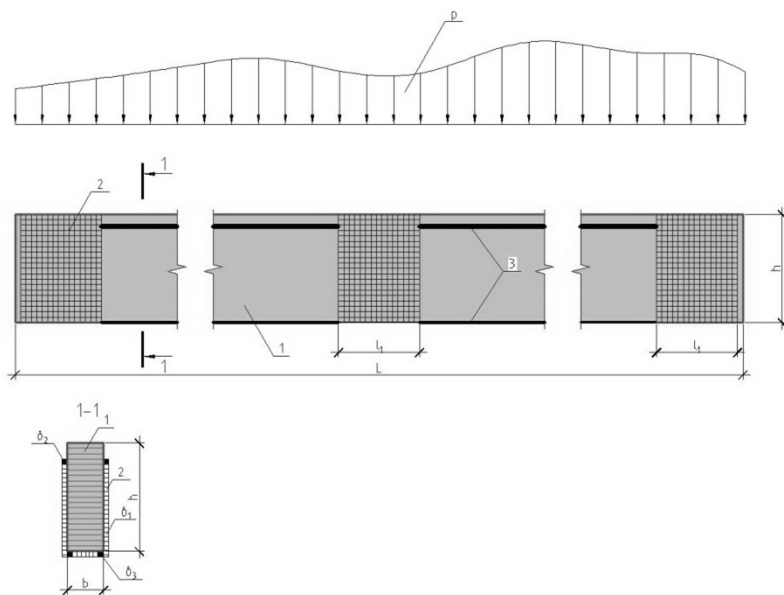


Рис. 2 Клеедощатая массивная балка, реконструированная в процессе эксплуатации

1 – балка, 2 – сетка 1-3хх слойная (стеклопластиковая или углепластиковая), 3 – жесткая углепластиковая (стеклопластиковая) нить между сетками, δ_1 – толщина сеток, δ_2 , δ_3 – толщина высокомодульного материала

При необходимости полностью укрепить сборный элемент, нить высокомодульного материала укладывается в двух местах по нижней пласти и по верху двух боковых пластей.

Заметим, что высокомодульные материалы типа стеклопластика и углепластика обладают разными физико-механическими свойствами. Например, углепластик обладает модулем упругости E_p на растяжение в 20-30 раз больше, чем древесина, а стеклопластик - всего в 2-4 раза. Но следует учитывать высокую стоимость углепластика и применять его там, где он максимально эффективен. Например, трещина по металлу, покрытая углепластиком, способна выдержать в 1 млн раз больше циклических нагрузок, а металл - только 100-200 тысяч раз.

В заключении отметим:

1. Следует применять процесс послойного армирования клееных конструкций с установкой между досками тонких высокомодульных материалов, препятствующих развитию поперечных трещин.
2. Для реконструкции клеодощатых конструкций, которые эксплуатируют без предварительного послойного армирования, требуется провести экспериментальные исследования с использованием высокомодульного материала по способу, изложенному в статье.

Литература

1. А.Д.Ломакин. Защита деревянных конструкций М., РИФ «Стройматериалы» 2013, с.423
2. А.А.Погорельцев, к.т.н., С.Б.Турковский, д.т.н. , В.О.Стойнов асп. Высокомодульные материалы, используемые в массовых клеодощатых конструкциях. В сб. современные строительные конструкции из металла и древесины – Одесса, ОГАСА, изд.ВРС, 2015, с. 106-109
3. ДК СНиП 11-25-80 Актуализированная редакция М.:2011

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ДИСКОВЫХ РАМ NUMERICAL STUDIES OF THE WOODEN RAM DISK

*магистр **Щербакова А.Н.** (инженер-конструктор ООО
«ТехПроектПеревооружение»)*

*к.т.н., доцент **Грязнов М.В.** (Владимирский Государственный
Университет)*

*magister **Sherbakova A.N.** (engineer-constructor
«TechProjectRearmament»)*

*ass. professor **Grjaznov M.V.** (Vladimir State University)*

Аннотация

Один из основных принципов в современном строительстве — индустриализация, энергоэффективность зданий и сооружений. В связи с этим в статье рассмотрены численные исследования трех видов рам в зависимости от конфигурации дисков. Данные исследования позволили получить рациональное поперечное сечение для рам и тем самым снизить расход древесины за счет подкрепления поясов дисками.

Наиболее распространенным типом несущих конструкций являются рамы. Они хорошо вписываются в поперечное сечение большинства производственных и общественных зданий. Проектирование рамных конструкций деревянными, за счет их малой монтажной массы, характерность конструкций как быстровозводимых, и немало важно, с возможностью разборки без нарушения целостности конструкций, позволяет одновременно соответствовать всем современным направлениям строительства, не теряя при этом возможность создания объектов со свободным внутренним пространством [2,4].

Но в противовес этому - вырубка деревьев нарушает баланс в окружающей среде, а скорость возобновления сырьевой базы ниже потребности в пиломатериалах, поэтому встает вопрос о необходимости экономии древесины. Это возможно достичь проектированием рамных конструкций с заменой части древесины, например, фанерой либо ОСП, и более того разработкой их сквозного типа.

В 80-х годах прошлого века во Владимирском политехническом институте неоднократно велись исследования и разработки дисковых ферм. В 1983 году Щуко В.Ю. Ероповым Л.А. были разработаны и произведены испытания брусчатой дисковой фермы марки БДФ-12-2.25, пролетом 12м под нагрузку 2,25кН/м. В 2006 году Грязновым М.В. были теоретически исследованы и проведены натурные испытания ферм пролетом 12м и высотой в коньке 2м [7]. Исследования были выполнены при прилагаемой суммарной нагрузке 3кН/м.

На основании результатов исследований дисковых ферм, разработана рамная конструкция аналогичного конструктивного решения ригелей и стоек, которая позволяет значительно сократить расход древесины. Изначально варианты расположения дисков в раме приняты восходящими (см. рис.3) и нисходящими (см. рис.2). Исследованные в зарубежной литературе заметки о производстве дисковых рам, (в Финляндии г. Хельсинки были разработаны и произведены рамы пролетом 14 м с фанерными вставками [3]), добавили к исследованию еще один вариант - фанерные диски с параллельными друг другу кромками (см. рис.1).

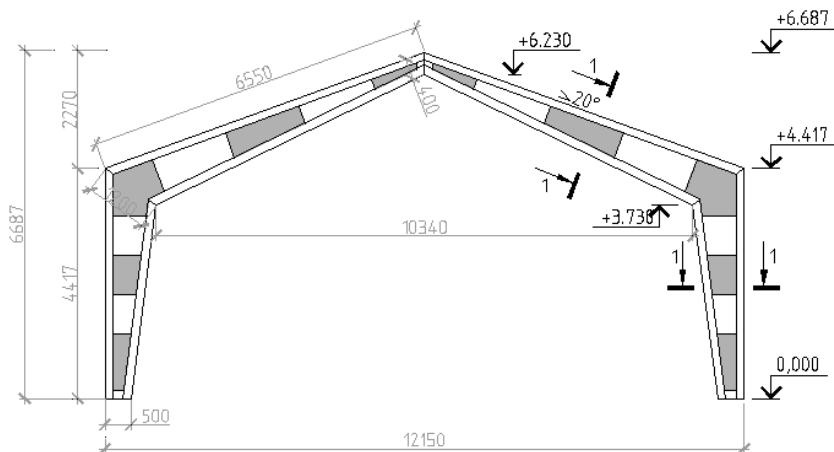


Рис. 1. Конструкция рамы с параллельным расположением дисков

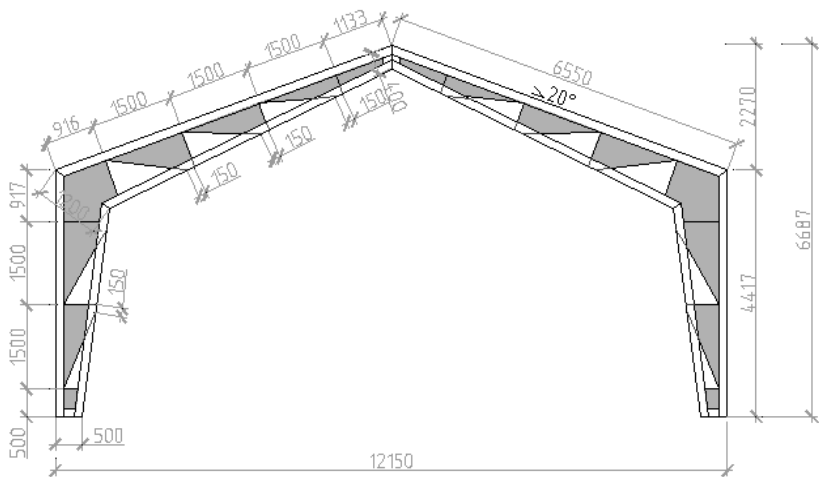


Рис. 2. Конструкция рамы с нисходящим расположением дисков

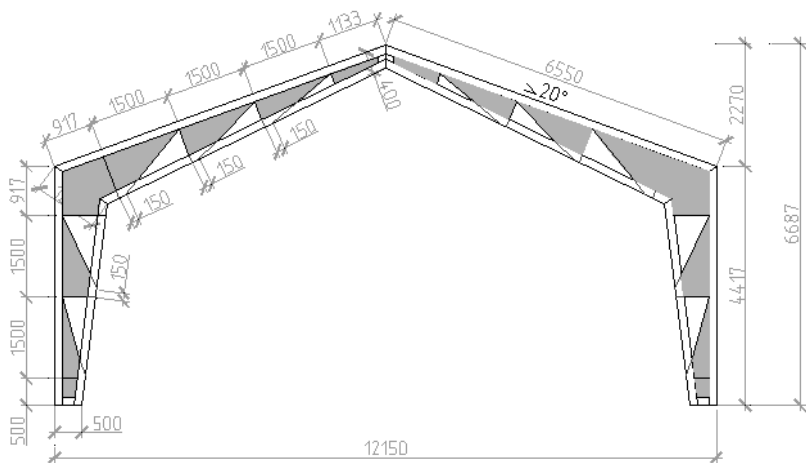


Рис. 3. Конструкция рамы с восходящим расположением дисков

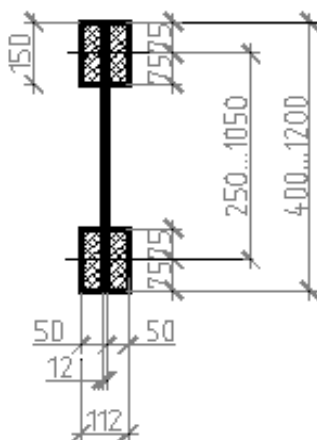


Рис. 4 Поперечное сечение рамы

Рамы для исследования приняты пролетом 12м (по центральным осям верхнего бруса в стойках рамы). Высота в коньке -6,687м. Угол ската 20°, подходящий для большинства кровельных материалов, тем самым можно считать его наиболее оптимальным.

Размер поперечного сечения верхнего и нижнего пояса приняты 100x150(h)мм, состоящие из двух досок 50x150(h)мм с расположением с двух сторон от фанерных дисков. Фанера для дисков предварительно принята толщиной 12 мм. Соединение дисков и поясов принято клеегвоздевое. В дальнейшем будет рассмотрено гвоздевое. Разрезка на диски, а соответственно высота поперечного сечения ригелей и стоек приняты таким образом, чтобы их максимальный размер не превышал 1525мм. Это принято исходя из размера наиболее распространенного на строительном рынке фанерного листа 1525x1525мм, что позволит уйти от необходимости стыковки фанерных листов. Древесина для поясов принята 2 сорта. Направление волокон наружных шпонов фанерных вставок предполагается вдоль оси верхнего бруса в ригельной части и вдоль наружного бруса в стойке рамы [1,6]. В дальнейшем влияние направления наружных шпонов фанеры на напряженно-деформированное состояние дисков также будет исследовано.

Для численных исследований объемные конечно-элементные модели построены в программном комплексе ЛИРА 9.4 и рассчитаны на различное сочетание нагрузок: собственного веса и веса покрытия,

снеговой равномерно распределенной по всему пролету и неравномерно, а также ветровой нагрузки.

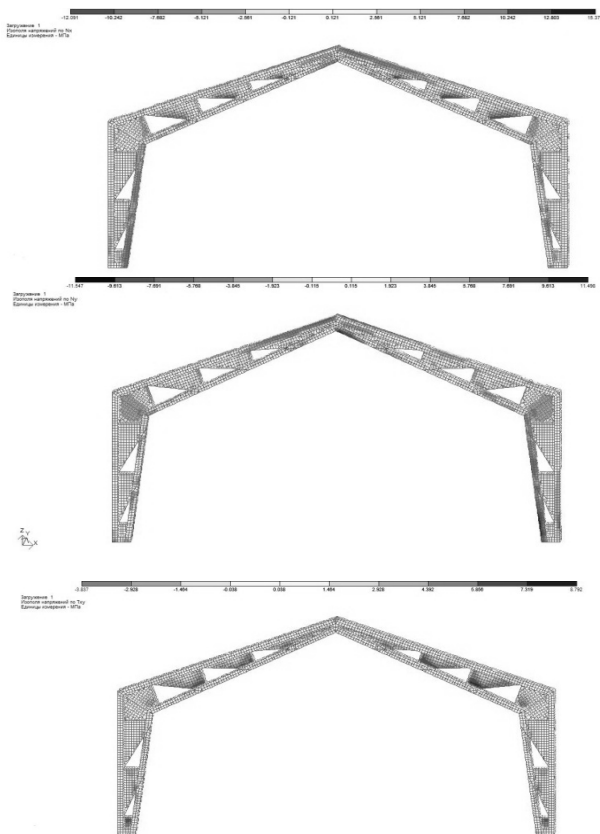
В варианте с параллельным расположением поясов выявлено фрагментальное влияние дисков (в связи с их прерывистым расположением) на распределение усилий в поясах ригеля и стоек. Таким образом, по всей длине пояса неравнопрочные, что не позволяет значительно сократить расход древесины. В работе же самих дисков наблюдается сжатие по всем кромкам, и напряжения превышают допустимые в 2,5 раза. Сжатие кромки является предвестником потери местной устойчивости и для исключения этого потребуются постановка ребер жесткости. Прогибы конструкций в середине пролета при параллельно расположенных дисках превышают допустимые ($1/250L$ для ригелей 12м) в 1,78 раз. Для их уменьшения необходимо значительно увеличить сечение поясов, но тогда они будут работать со значительным запасом, что противоречит цели рационального расхода древесины при проектировании. Второй вариант уменьшения прогибов, возможно, получить за счет разнесения поясов, что повлечет за собой увеличение длины (высоты) дисков, а соответственно и риска увеличения потери местной устойчивости.

Вторым этапом было проанализировано напряженно-деформированное состояние рамы с восходящим расположением фанерных дисков. Этот вариант был наиболее рациональным в дисковых фермах. Подобные результаты предполагалось получить на первом этапе исследования при применении данных восходящих дисков у рам. Однако расчетом было выявлено распределение напряжений совершенно противоположное ожидаемому. Наклонные кромки испытывали сжатие, по величине сопоставимом со сжимающими напряжениями в дисках, расположенных параллельно. В вертикальных кромках по высоте наблюдается одновременно как растяжение, так и сжатие. Но в сравнении с параллельными поясами возникающие напряжения сократились на 2,14 раза. Сжатие, не зависимо от расположения кромки, сигнализирует о вероятности проявления потери местной устойчивости, и для предотвращения этого потребуются также постановка ребер жесткости, ведущая за собой увеличение расхода древесины при производстве рамы. Прогибы в раме по второму варианту расположения дисков меньше чем в первом на 26%, но все также превышают предельное значение. В этом случае будет достаточно увеличить сечение поясов, с сохранением основных геометрических параметров рамы.

В целом, такое напряженно-деформированное состояние дисков было характерно в фермах с нисходящим расположением, что стало

причиной разработки рам с подобной конфигурацией фанерных вставок.

Исследование результатов напряженно - деформированного состояния рамы с нисходящими дисками, показали следующую картину распределения нормальных и касательных напряжений (см. рис. 5).



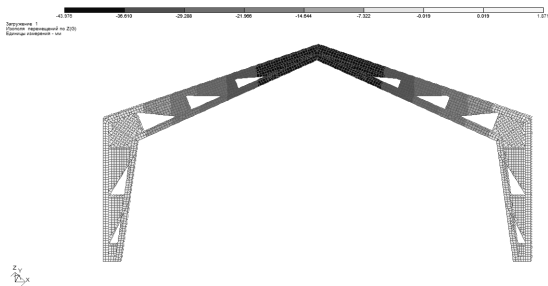


Рис. 6. Перемещения Z , мм в раме с ребрами жесткости и нисходящими дисками

Напряжения в досках поясов, как ригельной части рамы, так и в стойках превышают расчетное сопротивление древесины на растяжение, но незначительно в отличие от двух ранее рассмотренных вариантах. Только в вертикальной кромке дисков наблюдается сжатие, требующее постановки ребер жесткости. Стоит отметить, возникающие напряжения данного характера, меньше чем в случае с параллельными и восходящими дисками в 1,76-1,9 раза, а как же их меньшая суммарная длина сжатых кромок повлечет за собой незначительные увеличения затрат древесины на ребра жесткости. Прогибы ригельной части рамы при расположении в ней нисходящих фанерных дисков уменьшились еще на 23% и их значение попадает в допустимый интервал $1/250L$.

По анализу распределения усилий в дисках по всей конструкции в целом можно выделить следующие опасные сечения:

- максимальные положительные нормальные напряжения возникают в среднем диске ригеля, в наклонном кромке;
- максимальные отрицательные нормальные напряжения в карнизном узле в части ригеля;
- максимальные касательные напряжения возникают в «нижнем» диске ригеля.
- прогиб рамы составляет $0,9/f_{пред}$;
- максимальные напряжения в верхнем поясе ригеля рамы в сжатой зоне $\sigma=0,73R_c$; в растянутой $\sigma=0,65R_p$;
- максимальные напряжения в нижнем поясе ригеля рамы в сжатой зоне $\sigma=0,44R_c$; в растянутой $\sigma=0,99R_p$;
- максимальные напряжения в верхнем поясе стойки на растяжение $\sigma=0,92R_p$;
- максимальные напряжения в нижнем поясе стойки рамы в растянутой $\sigma=0,84R_p$;

- в растянутой зоне среднего диска действуют максимальные напряжения $\sigma = 0,93 R_{\phi} \cdot p$;
- максимальные касательные напряжения имеют значения $\tau_{xy} = 0,8 R_{\phi} \cdot c.p.$ (при наихудшем расположении волокон шпона в наружном слое фанерного листа).

Для подтверждения численных исследований в дальнейшем будут выполнены натурные испытания конструкций на действие кратковременных и длительных нагрузок. Выполненный анализ напряжено-деформированного состояния каждого из рассмотренного типа рам и сравнение результатов между собой уже дает полное основание говорить о применении нисходящего расположения дисков в раме как о наиболее рациональном для данных конструкций, что позволяет также сократить расход древесины в пределах 23....34%.

Литература

1. СП 64.13330.2011 Актуализированная редакция «СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции»». – М.: ОАО «ЦПП», 2011.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. Для вузов/ Ю.В.Слицкоухов, В.Д. Буданов и др.; Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю. В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1986. – 543с., ил.
3. Клееные деревянные конструкции в зарубежном строительстве (обзор): Берковская Д.А., Касабьян Л.В.- М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1975.
4. Несущие дощатые конструкции в сельскохозяйственном строительстве: Д.К. Арленинов, Щуко В.Ю. Обзор. М., ВНИИС, 1983.
5. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций: Коченов В.М. - М.: Стройиздат, 1953.
6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1986.
7. Прочность и деформативность легких деревянных дисковых ферм: Диссертация/ Грязнов М.В. - Владимирский Государственный университет, 2006.
8. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: Учеб.пособие. / Гринь И.М - 2-е изд., перераб. - Киев, Донецк: Вища школа, 1979.