МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ

№ 18

ОДЕССА 2014

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», 2014, – 301

В сборнике представлены труды ведущих ученых Украины, России и других стран, 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) (Украина);
д.т.н., проф. Д. Даков (Болгария);
д.т.н., проф. Е.В. Горохов (Украина);
д.т.н., проф. Г.И. Белый (Россия);
д.т.н., с.н.с. С.Б. Турковский (Россия);
д.т.н., проф. В.Н. Выровой (Украина);
д.т.н., проф. С.Ф. Пичугин (Украина);
д.т.н., с.н.с. А.Я. Найчук (Беларусь);
д.т.н., проф. Ч. Медзяловский (Польша);
д.т.н., проф. Б.Ф. Лабудин (Россия);
д.т.н., проф. И.С. Инжутов (Россия);
д.т.н., проф. И.С. В.И. Жаданов (Россия);
д.т.н., проф. А.В. Давиденко (Украина);
д.т.н., проф. В.Ф. Мущанов (Украина).

Печатается по решению
Ученого Совета ОГАСА

© Одесская государственная академия
строительства и архитектуры
(ОГАСА), 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Делайна Бояджева
ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СДВИГА В КОМБИНИРОВАННЫХ ДЕРЕВО-МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛКАХ 3

Абовский Н.П., Деордиев С. В., Инжутов И. С., Енджиевский Л. В., Палагушкин В. И., Марчук Н.И.
КОНЦЕПЦИЯ АКТИВНОГО ФОРМООБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 15

Аркаев М.А., Муртазина Л.А., Огир А.Ю., Шмелев К.В.
СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ СВЯЗЕЙ НАГЕЛЬНОГО ТИПА В СОЕДИНЕНИЯХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 20

Арсирий А.Н., Стоянов В.О.
ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ НА ДЕРЕВЯННОМ КАРКАСЕ В КАЧЕСТВЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ В МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЯХ 24

Баранова А. А., Бугаева С. В.
ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ ГРУНТА С ПОМОЩЬЮ ГЕОТЕКСТИЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ РЕКОНТСРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ 28

Бойко Л.М.
ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ МЕБЛІВ ПОНИЖЕНОЇ МАТЕРІАЛОМІСТКОСТІ 34

Грязнов М.В., Щербакова А.Н.
ЭКСПЛУАТИРУЕМАЯ КРЫША:ОТ ПРОШЛОГО К НАСТОЯЩЕМУ 41

Давиденко А.А.
ИЗГОТОВЛЕНИЕ И МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ 46

Дзюба С.В., Михайлов А.А.
ОСОБЕННОСТИ УСИЛЕНИЕ СКВОЗНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ 51

Дорофеев В.С., Мурашко А.В., Михайлова Н.А.
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ 58

Думитрюк А.В
АНТИСЕЙСМИЧЕСКИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЙ ПОЯС 66

Жаданов В.И., Калинин С.В., Чарикова В.В.
БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ СТАЛЬНОГО ПРОФИЛИРОВАННОГО ЛИСТА 72

Инжутов И.С., Чарикова И.Н.
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ШАБЛОНА «MVVM» ДЛЯ РАЗРАБОТКИ ИНТЕРАКТИВНОГО ПОСОБИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ 78

Котов Н.А., Бендерский Е.Б., Никифорова Т.Д., Савицкий Н.В.
ТЕПЛОПОТЕРИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ 83

Кульман С.М.
ДИНАМІЧНА МОДЕЛЬ ВТОМНОГО РУЙНУВАННЯ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ОСНОВІ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС ЦИКЛІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ 89

Купченко Ю.В.
УЧЕТ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНЫХ ИСКРИВЛЕНИЙ СЖАТЫХ СТАЛЬНЫХ СТЕРЖНЕЙ ПРИ РАСЧЕТЕ НА УСТОЙЧИВОСТЬ 96

Лисов С.В., Данилов Р.А., Молчанов А.С., Гребенюк Г.И.
СОЕДИНЕНИЯ СТАЛЬНОЙ ТОНКОЛИСТОВОЙ ОБШИВКИ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ 100

Лукин М.В., Лачин А.Н., Сахарова А.Н.
ИСПЫТАНИЕ КОМПОЗИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛИТЕЛЬНО-ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ 109

Марчук Н.И., Палагушкин В.И.
РЕГУЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЭВМ 113

Моргунов М.В., Парфенов С.Г.
АНАЛИЗ ЖИВУЧЕСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОТЕРЕ УСТОЙЧИВОСТИ 118

Найчук А.Я., Лещук Е.В.
К ВОПРОСУ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ВЫДЕРГИВАНИЮ ВИНТА ПОД УГЛОМ 90° К НАПРАВЛЕНИЮ ВОЛОКОН ДРЕВЕСИНЫ 122

Окунь И.В.
ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА ОПТИМАЛЬНОГО ВАРИАНТА УСИЛЕНИЯ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ЦЕЛЬЮ ПОВЫШЕНИЯ СДВИГОВОЙ ПРОЧНОСТИ 130

Пінчевська О.О., Аніскевич Л.В., Несвідомін ВМ.,
СТАН СВІТОВОГО ТА ВІТЧИЗНЯНОГО РИНКІВ ЛІСОСИРОВИНИ 135

Пичугин С.Ф., Дримко Я.А.
РАЗВИТИЕ КРАНОСТРОЕНИЯ – ОПРЕДЕЛЯЮЩИЙ ФАКТОР ЭВОЛЮЦИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ 141

Пичугин С.Ф., Семко В.А., Скляренко С.А., Прохоренко Д.А.
АНАЛИЗ ПРИЧИН ОТКАЗОВ НЕСУЩИХ КАРКАСОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ 154

Попова М.В., Репин В.А., Бибик А.А
ОБСЛЕДОВАНИЕ И ОБЕСПЕЧЕНИЕУСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КРЫТОЙ АВТОСТОЯНКИ 159

Репин В.А., Яшкова Т.Н., Бадаев А.Б.
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК С УСИЛЕНИЕМ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ СИСТЕМОЙ НА ЧАСТИ ПРОЛЁТА 163

Рощина С.И., Киселёв И.В., Власов А.В.
ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЁТНЫХ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ С ЭФФЕКТИВНЫМ РАЗМЕЩЕНИЕМ АРМАТУРЫ 168

Рощина С.И., Сергеев М.С., Пащенко А. Н.
ПРЕДПОСЫЛКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ ПО ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 174

Рощина С.И., Смирнов Е.А., Лисятников М.С., Грибанов А.С.
ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ДРЕВЕСИНЫ, АРМИРОВАННОЙ СТЕКЛОТКАНЬЮ С ВКЛЮЧЕНИЕМ УНТ, ПРИ СКАЛЫВАНИИ ВДОЛЬ ВОЛОКОН 178

Рощина С.И., Шишов И.И., Рязанов М.А., Эззи Хишам
СТРОПИЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ И ПОКРЫТИЕ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ ПРИ ШАГЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ 15 МЕТРОВ 182

Рощина С.И., Шохин П.Б., Аркина Т.О
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТЕКЛОТКАНИ И КОМПАУНДА С ВКЛЮЧЕНИЕМ УГЛЕРОДНЫХ НАНОТРУБОК 187

Серов Е.Н
СОСТАВНЫЕ БАЛКИ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ И ОСНОВЫ ИХ РАСЧЕТА 191

Синцов А.В.
РАБОТА НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛКАХ СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB 203

Синцов В.П., Фурсов А.Ю.
НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ОПОРНОЙ СТОЙКИ МОРСКОЙ СТАЛЬНОЙ СТАЦИОНАРНОЙ ПЛАТФОРМЫ В ЗОНЕ КОНТАКТА СО ЛЬДОМ 214

Сіянов О.І.
РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» 222

Столповский Г.А., Яричевский И.И.
МОДЕЛИРОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВИТЫХ НАГЕЛЯХ В СИСТЕМАХ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ 226

Смирнов Е.А., Лукина А.В., Бледных Е.О.
МОДИФИКАЦИЯ ДРЕВЕСИНЫ КЛЕЕВЫМ КОМПАУНДОМ 233

Стоянов В.В., Бояджи А.А.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОМБИНИРОВАННОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ С ВАРИАНТНЫМ ИССЛЕДОВАНИЕМ ЕЕ ОПТИМАЛЬНОСТИ. СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ 237

Украинченко Д.А., Жаданов В.И., Руднев И.В., Пинайкин И.П.
ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ И ПАНЕЛЕЙ СТЕН С КЛЕЕДОЩАТОЙ ОБШИВКОЙ ЧИСЛЕННЫМИ МЕТОДАМИ 248

Хабибулин А.Н., Гаращенко Д.П.
ИСПЫТАНИЕ УЗЛОВОГО СОЕДИНЕНИЯ КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТОГО СВОДА 254

Чучмай С.М., Коршак О.М., Хабібулін А.Н. Скарлат Е.Ю.
ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ КОНСТРУКЦІЙ МЕТАЛЕВИХ КРОКВ'ЯНИХ ФЕРМ 260

Шарабуряк А.А.
СУЧАСНІ ЛАКОФАРБНІ МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ДЕРЕВИНИ 266

Шехоркина С.Е., Савицкий Н.В.
ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МАЛОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ НА ВОДЕ 270

Югов А.М., Новиков Н.С.
БЕЗОПАСНЫЕ РЕШЕНИЯ УКРЕПЛЕНИЯ ОГРАЖДЕНИЯ СТЕНОК КОТЛОВАНОВ 275

Югов А.М., Тимошко А.А.
ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ ВЫСОТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ 281

СОДЕРЖАНИЕ 293

CONTENT 297

CONTENT

Delyana Boyadzhieva
NUMERICAL MODELING OF COMPOSITE TIMBER-STEEL BEAMS WITH SLIP BETWEEN THE FLANGES AND THE WEB 3

Abovskiy N., Deordiyev S., Inzhutov I., Endzhiyevsky L., Palaguskin B., Marchuk N.
THE ACTIVE FORM-MAKING CONCEPTION OF BUILDING STRUCTURES 15

Arkaev M., Murtazina L., Ogir A., Shmelev K.
IMPROVEMENT OF MECHANICAL LINKAGES PINS-TYPE CONNECTIONS WOODEN CONSTRUCTIONS 20

Arsirii A., Stoyanov V.
EFFICIENCY OF WALL PANELS ON A TIMBER FRAME AS WALL CONSTRUCTION IN MULTI-STORY FRAME BUILDING 24

Baranova A., Bugaeva S.
INFLUENCE OF RE-ENFORCEMENT OF SOIL BY GEOTEXTILESS AT REKONTSRUKCII OF BUILDINGS 28

Boiko L.
FEATURES DESIGNING FURNITURE LOWERED MATERIAL CONSUMPTION 34

Grjaznov M., Shcherbakova A.
UTILIZED ROOF: FROM PAST TO PRESENT 41

Davydenko A.
MANUFACTURING AND TESTING TECHNIQUE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS ROUND TO TRANSVERSE BENDING 46

Dzyuba S., Mikhailov A.
THE FEATURES OF STRENGTHENING OF THROUGH METALLIC CONSTRUCTIONS UNDER LOAD WITH THE USE OF THE WELD-FABRICATED CONNECTIONS 51

Dorofeev V., Murashko A., Mikhailova N.
EXPERIMENTAL METHODS OF SEISMIC RESISTANCE DETERMINATION OF CONFINED MASONRY BUILDINGS 58

Dumitryuk A.
ANTI-SEISMIC PREFABRICATED-MONOLITHIC BELT 66

Jadanov V., Kalinin S., Charikova V.
BEAM CONSTRUCTIONS ON A BASIS OF A STEEL PROFILED SHEET 72

Inzhutov I., Charikova I.
THE “MVVM” PATTERN USING FOR THE INTERACTIVE GUIDE DEVELOPMENT ON THE DESIGN OF THE STEEL JOIST PLATFORM 78

Kotov N., Benderskyi Y., Nikiforova T., Savitskyi N.
HEAT LOSSES OF RESIDENTIAL BUILDINGS 83
Kulman S.
DYNAMIC MODEL OF FATIGUE FRACTURE COMPOSITE WOOD BASED MATERIALS UNDER CYCLIC 89
Kupchenko Y.
CONSIDERATION OF THE EFFECT OF THE INITIAL CURVATURE OF COMPRESSED STEEL BARS WHEN CALCULATING THE STABILITY 96
Lisov S., Danilov R., Molchanov A., Grebenuk G.
CONNECTIONS OF THE STEEL THIN-SHEET COVERING WITH THE WOODEN FRAMEWORK 100
Lukin M., Lachin A., Saharova A.
METHODS AND PLANNING FOR THE PILOT STUDY OF COMPOSITE BEAMS 109
Marchuk N., Palaguskin V.
REGULATION OF STRESS-STRAIN STATE CONSTRUCTIONS USING PC 113
Morgunov M, Parfenov S.
SURVIVABILITY ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES WITH BUCKLING 118
Naichuk A., Leschuk E.
ON THE ISSUE OF METHODS TO DETERMINE THE DESIGN RESISTANCE FOR SCREW PULLING PERPENDICULAR TO THE GRAIN 122
Okun I.
RATIONAL FOR SELECTION OF THE OPTIMAL OPTIONS FOR STRENGTHENING BEAMS RECTANGULAR CROSS SECTION WITH THE PURPOSE OF INCREASING SHER STRENGTH 130
Pinchevska O., Aniskevych L., Nesvidomin V.
STATE WORLD AND NATIVE WOOD MARKETS 135
Pichugin S., Drymko Y.
DEVELOPMENT OF CRANE ENGINEERING IS DECISIVE FACTOR OF INDUSTRIAL BUILDING EVOLUTION 141
Pichugin S., Semko V., Sklyarenko S., Prokhorenko D.
FAILURE CAUSES ANALYSIS OF LOAD-CARRYING FRAMEWORKS MADE OF COLD-FORMED PROFILES 154
Popova M., Repin V., Bibik A.
INSPECTION AND ENFORCEMENT STABILITY OF STEEL STRUCTURES COVERED PARKING 159

Repin V., Yashkova T., Badaev A.
THEORETICAL RESEARCH OF STEEL BEAMS WITH STRENGTHENING BY SHPRENGEL SYSTEM ON PART OF FLIGHT 163
Roshchina S., Kiselev I., Vlasov A.
NUMERICAL METHOD RESEARCH OF BEAMS OF LARGE SECTIONS OF VARIABLE RIGIDITY WITH THE EFFECTIVE PLACEMENT OF REINFORCEMENT 168
Roschina S., Sergeev M., Paschenko A.
PREREQUISITES FOR CONDUCTING TESTS FOR FIRE RESISTANCE DERIVATISING STRUCTURES 174
Roschina S., Smirnov E., Lisyatnikov M., Gribanov A.
STUDY OF STRESS-STRAIN STATE OF WOOD, FIBERGLASS REINFORCED WITH THE INCLUSION OF CNT AT CHIPPING ALONG THE GRAIN 178
Roschina S., Shishov I., Ryzanov M., Ezzie Hisham
TRUSS & COATING INDUSTRY BUILDINGS IN STEP CROSS FRAME OF 15 METERS 182
Roshchina S., Shokhin P., Arkina T.
TECHNOLOGICAL SOLUTIONS MANUFACTURING DEREVOKOMPOZITNYH BEAM STRUCTURE USING FIBERGLASS AND COMPOUNDS WITH THE INCLUSION CARBON NANOTUBES 187
Serov E.
COMPOSITE BEAMS ON THE BASIS OF EXTENDED RELATIONSHIPS AND THEIR CALCULATION 191
Sintsov V. Sintsov A.
WORK NAGELNYH COMPOUNDS IN WOOD COMPOSITE I-BEAMS WITH A WALL OF OSB 203
Sintsov V. Fursov A.
STRESS STRAIN STATE OF THE ELEMENTS OF MARINE STEEL SUPPORT COLUMN STATIONARY PLATFORM IN THE AREA OF CONTACT WITH THE ICE 214
Siyanov A.
RESULTS OF CALCULATION OF FREE OSCILLATIONS OF SHED OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY» 222
Stolpovskiy G., Rudnev I., Jarichevskiy I.
MODELING COMPOUNDS WOODEN ELEMENTS ON TWISTED NAGEL IN THE SYSTEMS OF THE AUTOMATED DESIGNING 226
Smirnov E., Lukina A., Blednyh E.
MODIFICATION OF WOOD GLUE COMPOUND 233

Stoyanov V, Bojadji A.
DESIGN COMBINED TIMBER-STEEL ARCH STRUCTURE WITH VARIANT STUDY ITS OPTIMALITY. COMPARISON OF CALCULATED AND EXPERIMENTAL RESULTS 237

Ukrainchenko D., Zhadanov V., Rudnev I., Pinaikin I.
RESEARCHES OF COVERING PLATES AND WALL PANELS WITH THE GLUED BOARD BY THE NUMERICAL METHODS 248

Khabibulin A., Harashchenko D.
EXPERIMENTAL STUDIES OF THE NODAL CONNECTION OF THE RETICULATED VAULT 254

Chuchmai S, Korshak O, Habibulin A. Scarlat E.
EFFECTIVE RESEARCH DESIGNS OF METAL TRUSSES 260

Sharaburiak A.
MODERN PAINTWOOD MATERIALS FOR WOOD 266

Shekhorkina S., Savitskyi N.
INVESTIGATION OF STRESS-STRAIN MODE OF LOW-STOREY FLOATING HOUSE STRUCTURES 270

Yugov A., Novykov M.
SAFE SOLUTIONS FOR STRENGTHENING FENCING WALLS PITS 275

Yugov A., Tymoshko A.
HISTORY OF EVOLUTION OF HIGH-RISE CONSTRUCTION OF METAL STRUCTURES 281

СОДЕРЖАНИЕ 293

CONTENT 297

NUMERICAL MODELING OF COMPOSITE TIMBER-STEEL BEAMS WITH SLIP BETWEEN THE FLANGES AND THE WEB

Delyana Boyadzhieva
UACG – Sofia, Faculty of Structural Engineering, Department Steel, Timber and Plastic Structures,
delianab@yahoo.com

Keywords: elastic connection, composite elements, timber-steel elements, I section
Research area: Civil engineering structures

ABSTRACT

The following article discusses the possibility for numerical modeling of the elastic connection between the flanges and the web, for composite elements with I cross sections, using spring - finite elements. The results from numerical studies of composite timber - steel elements (HTS - elements) with ANSYS are presented. Additionally, a comparison of numerical, theoretical and experimental results is made.

1. INTRODUCTION

The main purpose in construction practice is to design lighter structures. Combining steel and timber parts together (for joint work) enables us to make use of the advantages of both materials. The connection between timber and steel parts can be done by connectors or by direct contact. Since several years the second method, based on German license, has been implemented in Bulgaria (Fig. 1) the elements are called HTS.

Fig . 1 - General view of the composite elements type HTS

The cross section of these elements is I, the flanges are made of solid timber, and the web is made of corrugated steel with high slenderness. The joint between the flanges and web is mechanical, obtained by the penetration of the steel web into the timber flanges.

The web has a complex configuration, that is shown on fig. 2. A special machine is used for the manufacturing of these elements, where through compression the timber flanges are driven in the steel web. The end zones of the web are shaped "teeth", and between them are so called "Stoppers". The "Teeth" penetrate the timber flanges, and the "stoppers" limit the depth of the penetration of the web at the flanges.

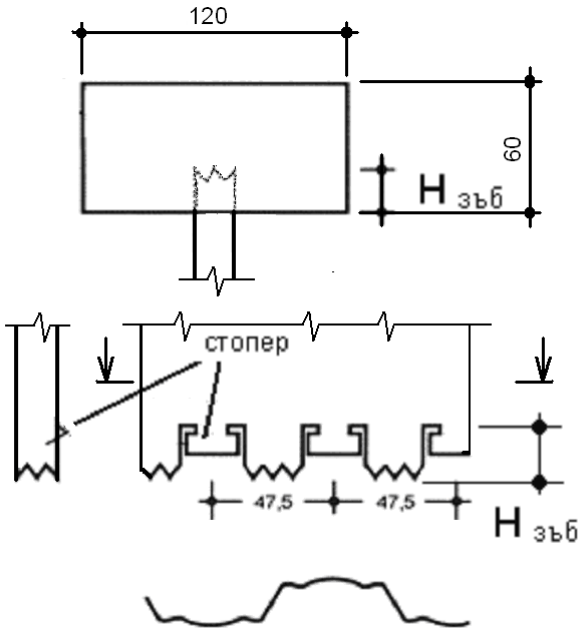


Fig. 2 - Joint between the web and the timber flanges, configuration of the web

2. EXPERIMENTAL SCHEME AND RESULTS

Static scheme "simple beam" was used for experimental testing of composite timber - steel elements. The load is implemented by two concentrated forces, according to the scheme - Figure 3.

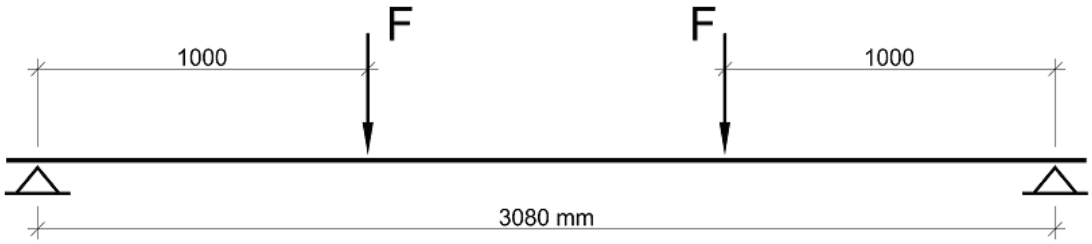


Fig. 3 - Static scheme of the beams and applied load

Elements data:

- Total height of the elements - 420mm
- Timber flanges 60/120mm, class C22 ;
- Web height 300mm (clear height, i.e. not including the part of the web penetrated in the timber), Class S550 GD Galvanized Z 225;
- Web thickness - 0,5 mm
- Length of the elements - 3200 mm.

Data for the vertical displacements, mutual slip between the webs and the flanges close to the support sections and too for the relative deformation of the flanges were obtained during the experimental test.

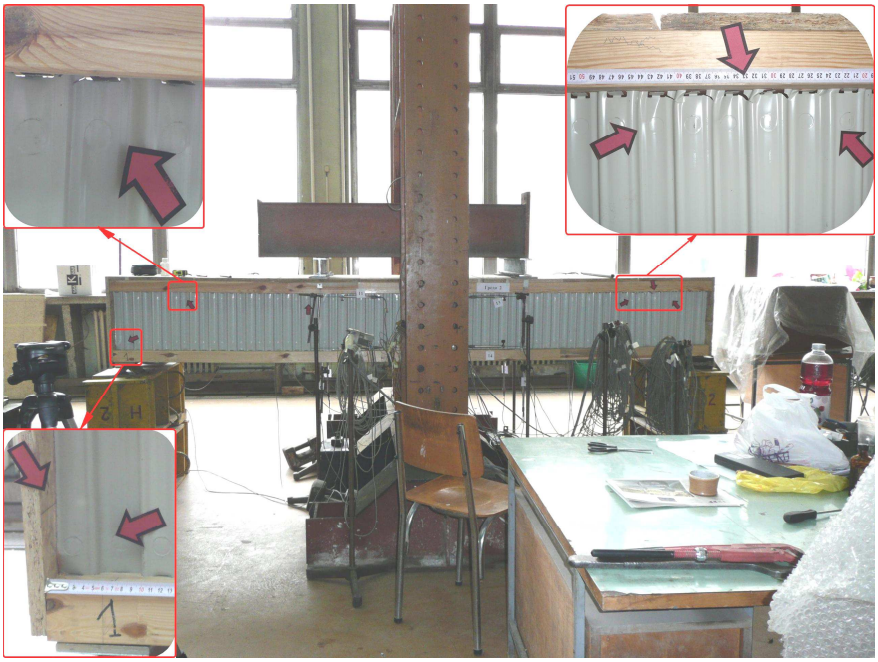


Fig. 4 – Damage of Beam "2" due to the experimental test

3. NUMERICAL MODELS OF COMPOSITE TIMBER - STEEL ELEMENTS

Numerical simulations corresponding to the experimental scheme, for which information is given, are made by finite element analysis (FEA) by the ANSYS v.11 software. Three dimensional models are used for this purpose.

The forces applied in numerical models correspond to the ones from the experimental tests and their values are as follows: F_1 = 5,0 kN; F_1 = 7,5 kN; F_1 = 10,0 kN and F_1 = 15,25 kN.

Recommended values of the slip modulus of the contact gap between the flange and web of composite timber - steel elements are K_u = 1500 N / mm and K_{ser} = 2500 N / mm, where K_u is the slip modulus for the ultimate limit state and

K_{ser} is slip modulus for the serviceability limit state. These values are used for stiffness of the spring elements that simulate the behavior in the numerical models.

There are different values for slip modulus for the design for ultimate limit state and serviceability limit state.

3.1. Basic data

The materials are given by the modulus of elasticity as follows:

• Timber - EX = 11000 N/mm2; EY = 330 N/mm2; EZ = 330 N/mm2; GXY = 630 N/mm2; GYZ = 630 N/mm2; GXZ = 630 N/mm2; PRXY = PRYZ = PRXZ = 0.00

• Steel - EX = 210000 N/mm2

The volume finite element SOLID 45 is used for timber flanges. These finite elements are characterized by 6 or 8 nodes, each node has three degrees of freedom (three translations - UX, UY, UZ).

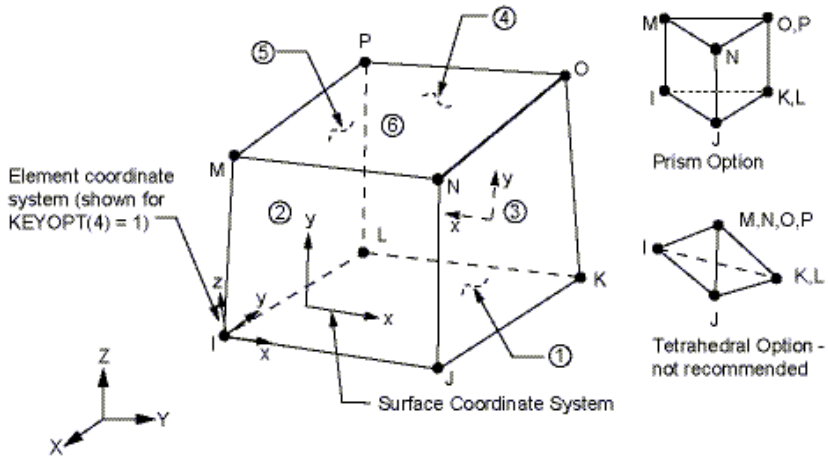


Fig. 5 - Overview of the three dimensional finite element SOLID 45

The plane finite element SHELL 181 is used for steel web. These finite elements are characterized by four nodes, each of which has 3 or 6 degrees of freedom (three translations - UX, UY, UZ if KEYOPT (1) = 1 or three displacements - UX, UY, UZ and three rotations ROTX, ROTY, ROTZ if KEYOPT (1) = 0).

The joint between the web and the flanges is made by spring finite elements COMBIN 14. These elements can be linear or torsional spring-damper, with or without a damping (see FIG. 7), depending on the settings. Linear elements have 3 degrees of freedom of each node, that are translations UX, UY, UZ (KEYOPT (3) = 0); Torsional spring - damper finite elements have 3degrees of freedom of each node, that are rotations - ROTX, ROTY, ROTZ (KEYOPT (3) = 1).

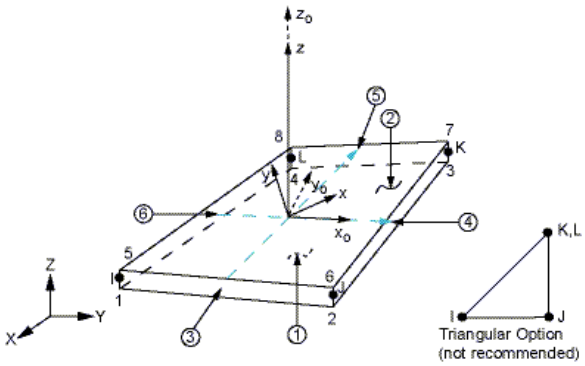


Fig. 6 - Overview of plane finite element SHELL 181

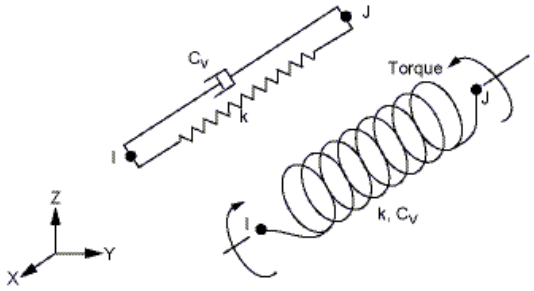


Fig. 7 - General view of spring finite elements COMBIN 14

3.2. General view of the numerical model

3.2.1. Simplified numerical model - Model 1

The model is based on volume and plane finite elements. The distance between nodes along the element, is 40 mm, which coincides with the distance between the spring finite elements that simulate the slip connection between timber flanges and steel web.

The configuration of the web is a very complex one, therefore in this finite element model the web is modeled as flat (Fig. 8). A small thickness of the web is accepted, instead of that correspond to the actual stiffness of the web out of the plane, since thereby the stiffness in the plane significantly increases, and the behavior of the element is not proper.

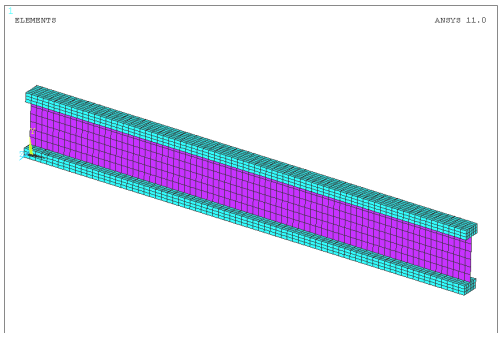


Fig. 8 - Numerical Model 1 - meshed

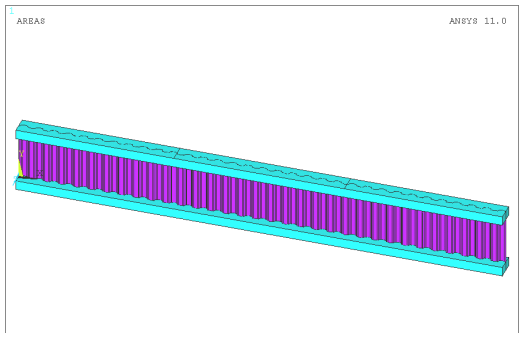


Fig. 9 - Numerical Model 2

3.2.2. Simplified numerical model - Model 2

The model is based both on volume and plane finite elements. The difference between Model 2 and model 1 is the configuration of the web. The web is modeled with planar elements, with configuration that is as close as possible to the real complex shape (Fig. 9).

3.3. Spring constant

A verification of the models for the slip behavior of the connection was made by solutions of models with large difference in the stiffness of the spring constant (a value of 100 N/mm, and 50 000 N/mm). The obtained results for the deflection of the element are shown on fig. 10, 11, 12 and 13.

The results and displayed displacements show that the chosen model takes account for the slip behavior of the connection between the flanges and the web. The deformation of the element with low rigidity of the spring finite elements is larger than the one with greater stiffness of the spring constant

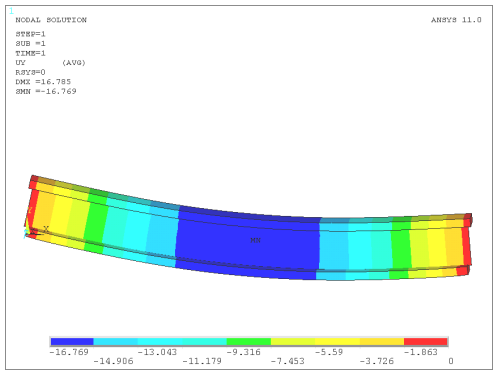


Fig. 10 - MODEL 1 - Deflection at force F = 10 000 N and K = 100 N / mm

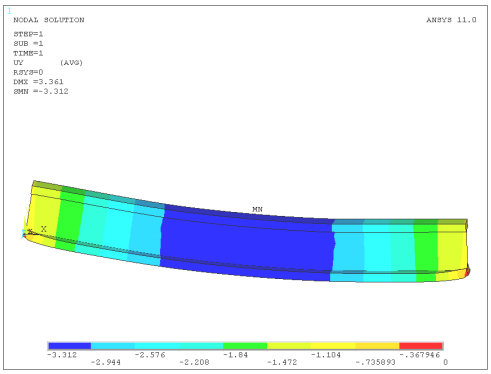


Fig. 11 - MODEL 1 - Deflection at force F = 10 000 N and K = 50 000 N / mm

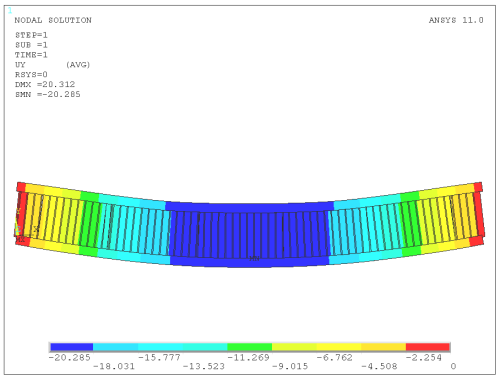


Fig. 12 - MODEL 2 - Deflection at force F = 10 000 N and K = 100 N / mm

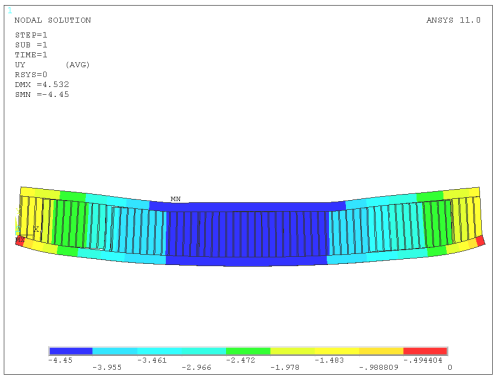


Fig. 13 - MODEL 2 - Deflection at force F = 10 000 N and K = 50 000 N / mm

4. RESULTS OF NUMERICAL SIMULATIONS

Several variations of the model are discussed.

Sequentially changed values of the concentrated forces and the value of the spring constant provide data, used for comparing with the available experimental results.

The spring constants are taken from the recommended values for the modulus of the slip as follows K_u = 1500 N / mm for the ultimate limit state and K_{ser} = 2500 N / mm for the serviceability limit state.

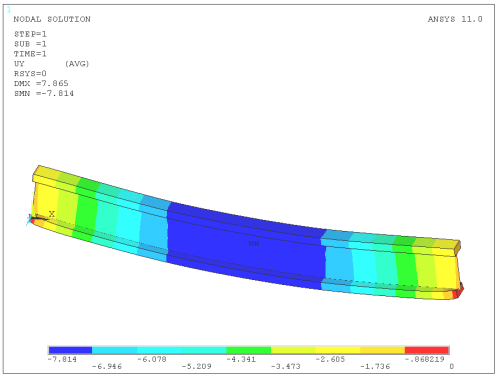


Fig. 14 - MODEL 1 - Deformation at force F = 15 250 N and K = 2500 N / mm

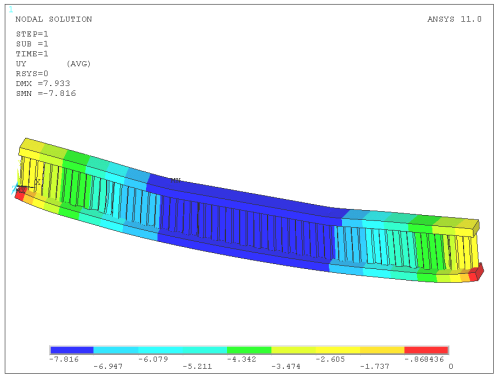


Fig. 15 - MODEL 2 - Deformation at force F = 15 250 N and K = 2500 N / mm

4.1. Vertical displacements

The results for vertical deflections of the different numerical solutions are summarized in Table 1.

Table 1

Deflection in the middle section, in the case of different value of the spring constant

LOAD	NUMERICAL MODEL			
	MODEL 1		MODEL 2	
	Value of the spring constant			
	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=5,0 kN	2,56	3,10	2,56	2,78
F=7,5 kN	3,84	4,63	3,85	4,17
F=10,0 kN	5,12	6,17	5,13	5,56
F=15,25 kN	7,81	9,41	7,82	8,48

The results represented in Table 1 show that the values of the spring constant corresponding to the slip modulus for the ultimate limit state and the ones for serviceability limit state, have influence on the value of the deflection in the middle of the beam.

The difference between the deflections of the elements, with different spring constants values for the same value of the load, is 20 - 21% for Model 1, while about 8-9 % for Model 2.

Differences of deflection in a modulus values slip between the two models are ranging from less than 1 % to almost 10%. If the value of the spring constant corresponds to the module slip for serviceability limit state, the difference between the results for the deflection in the middle section between the two models are practically none (less than 1 %). For the value of the spring constant corresponding to the slip module for ultimate limit state, the difference in results for deflection in the middle section between the two models is significant - about 10%.

4.2. Normal stress

The normal stresses in timber flanges are found at the given module of linear deformation E = 11 000 N/mm2 (i.e. 11 kN / mm2).

The results of the different numerical solutions are summarized in Table 2.

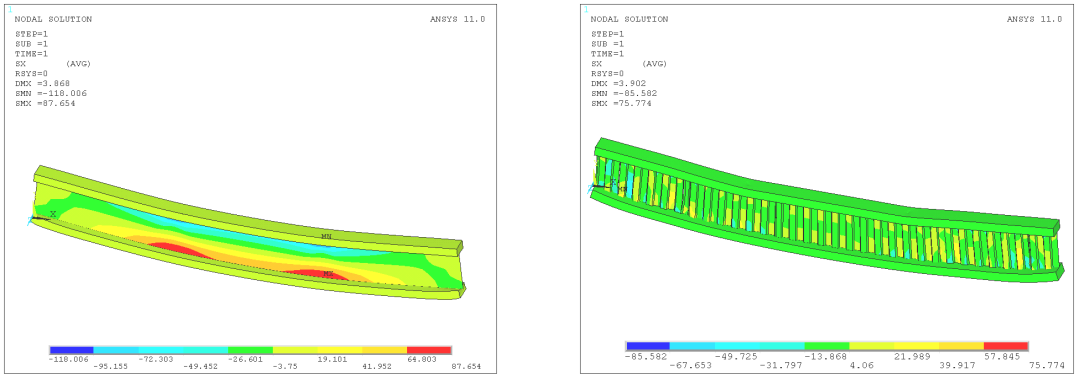
Table № 2

Normal stresses in the flanges [kN/cm2]

Load	NUMERICAL MODEL			
	MODEL 1		MODEL 2	
	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=7,50 kN	± 0,24	± 0,23	± 0,29	± 0,29
F=10,0 kN	± 0,32	± 0,31	± 0,39	± 0,38
F=15,25 kN	± 0,49	± 0,47	± 0,59	± 0,58

The analysis of results for normal stresses in the timber flanges shows that:

- the difference of value of normal stresses at the flanges, for each of the studied model is less than 5%, at different values of the spring constant;
- the difference of value of normal stresses at the flanges, but at the same value of the spring constant is between 20 and 25%.



MODEL 1 MODEL 2

Fig. 16 - Normal stresses SX - at force F = 7500N and k = 2500 N / mm

5. COMPARISON OF THE RESULTS OF THEORETICAL, EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES ON COMPOSITE TIMBER - STEEL ELEMENTS SUBJECTED TO BENDING

A comparison of the results of:

- The numerical simulation, made on software ANSYS;
- Experimental tests;
- German method, based on efficient performance and used for the design of these elements;

Table 3

Comparison of values of maximum deflection [mm] for Beam "1" and Beam "2"

LOAD	Experimental results		Theoretical results	Numerical model - ANSYS			
				MODEL 1		MODEL 2	
	Sample Beam "1"	Sample Beam "2"	German method	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=7,50 kN	5,2	6,2	6,2	3,84	4,63	3,85	4,17
F=10,0 kN	7,1	8,6	9,46	5,12	6,17	5,13	5,56
F=15,25 kN	11,3	14,4	8,0	7,81	9,41	7,82	8,48

Table 4

Comparison of values of normal stresses [kN/cm2] in timber flanges for Beam "1" and Beam "2"

LOAD	Experimental results		Theoretical results	Numerical model - ANSYS			
				MODEL 1		MODEL 2	
	Sample Beam "1"	Sample Beam "2"	German method	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=7,50 kN	- 0.21 + 0.21	- 0,19 + 0,15	± 0,29	± 0,24	± 0,23	± 0,29	± 0,29
F=10,0 kN	- 0,27 + 0,30	- 0,25 + 0,21	± 0,38	± 0,32	± 0,31	± 0,39	± 0,38
F=15,25 kN	- 0,38 + 0,47	- 0,36 + 0,35	± 0,58	± 0,49	± 0,47	± 0,59	± 0,58

Table 5

Forces in the spring elements of numerical models

LOAD	Numerical model - ANSYS			
	MODEL 1		MODEL 2	
	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=5,00 kN	513 / 512	471 / 470	232 / 275	208 / 240
F=7,50 kN	770 / 768	706 / 704	348 / 412	311 / 359
F=10,0 kN	1027 / 1023	941 / 939	464 / 550	415 / 479
F=15,25 kN	1566 / 1561	1436 / 1432	708 / 839	633 / 730

The maximum forces implemented in the spring elements are presented in Table 5.

Slip joint forces in the contact zones between timber flanges and steel web can be calculated from forces that occurred in spring elements and the distances between two adjacent elements. The shear force in the joint in Model "1" can be determined from the ratio of these forces (occurred in spring elements) to the distance between nodes.

In Model "2" this cannot be applied since the nodes are very close, and the forces in neighboring springs are very different in value. The forces in the spring elements, located adjacent to the one with the greatest values, are much

smaller. The average value of several spring elements is used for calculation of actual shear that occurred in the contact gap in a model "2".

Shearing forces are shown in Table 6, and the comparison between the theoretical and numerical results is made.

Table № 6

Comparison of the results for shear force in the contact gap (in N / mm)

LOAD	Theoretical results German method	Numerical model - ANSYS			
		MODEL 1		MODEL 2	
		K=2500 N/mm	K=1500 N/mm	K=2500 N/mm	K=1500 N/mm
F=7,50 kN	20,1	19,2	17,6	21,7	20,8
F=10,0 kN	26,9	25,6	23,5	28,6	27,7
F=15,25 kN	41,02	39,0	35,9	43,4	37,4

The analysis and comparison of the results allows us to draw the following conclusions:

- The deflection of composite timber- steel beams obtained from the proposed numerical models, with spring constant corresponding module of the contact slip joint for the serviceability limit state, are approximately equal to those of the theoretical solutions. The difference between the theoretical and numerical values of the deflection in the middle section of the element is approximately 2%.
- The difference between the normal stresses in the timber flanges from numerical solution with the constant value corresponding to the modulus of the contact slip joint for the ultimate limit state and theoretical results is about 15-18%.
- The difference between theoretical values of slip stresses and those obtained from Model "1" is around 12 %.
- The difference between theoretical values of slip stresses and those obtained from Model "2"is less than 5% for smaller load values and about 9 % for the largest load.

6. Conclusions

Using spring finite elements for numerical modeling of composite timber - steel beams with slip connection between parts is possible. The specific greatly simplified models and available experimental results allow to rate the adopted approach as good. Modeling steel web near real configuration improves the results. The results of the numerical models are closer to the theoretical than to the experimental ones.

The published numerical and experimental results were obtained with the financial support of the Center for Research and Design under contract number BN -93/2009 with manager - Prof. Dimitar Dakov and the assistance of Research and training testing laboratory of Steel, Timber and Plastic Structures led by Ognjan Ganchev and mechanician Vassil Gurov, for which the author expresses her gratitude and appreciation.

REFERENCES

1. ANSYS 11.0 - Documentation;

2. Blass H.J. Nail-Web Ein neuer Holzbauträger mit Stahlkern. Bauen mit Holz 1992 ;

3. European Technical Approval ETA-07/0136, Light composite wood-based beam;

4. Möhler, K., Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesteztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, Yechnische Universität Karlsruhe, Germany, 1956;

5. Natterer Johannes, Yves Weinand, Modelling of multi-layer beam with inter-layer slips

6. Bulgarian state standards BDS EN 1995-1-1 Design of timber structures. General rules and rules for buildings. 2004;

7. Bulgarian state standards BDS EN 338 - Timber with supporting functions. Strength classes;

8. Boyadzhieva D., Determine the slip module of composite timber-steel elements subjected to bending, International scientific - practical conference Started 2009, 29 to 31 October 2009 the University of Sofia;

9. Българско техническо одобрение (БТО) издадено на фирма “НОРТОП КС” ООД от ЦНИП при УАСГ. София 2006 // Bulgarian Technical Approval issued to the company "NORTOP KC" Ltd by Center for Research and Design – UACEG - Sofia 2006;

10. Dakov D., O. Ganchev, D. Boyadzhieva, Study of the ultimate resistance and rigidity of timber-steel beams. Yearbook of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Sofia, Volume XLII, scroll VIIa, 2005-2006;

11. Казаков, К. Метод на крайните елементи за моделиране на строителни конструкции, Академично издателство “Проф. Марин Дринов”, София, 2010 // Kazakov, K. Finite element method for modeling of structures, Academic Publishing House "Prof. Marin Drinov", Sofia, 2010

УДК 624.07

КОНЦЕПЦИЯ АКТИВНОГО ФОРМООБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

THE ACTIVE FORM-MAKING CONCEPTION OF BUILDING STRUCTURES

д.т.н., профессор, почетный член РААСН *Абовский Н.П.*
к.т.н., доцент ***Деордиев С. В.***
д.т.н. профессор, академик РАЕН ***Инжутов И. С.***
д.т.н., профессор, член-корр. РААСН ***Енджиевский Л. В.***
к.т.н., доцент ***Палагушкин В. И.***
к.т.н., доцент ***Марчук Н.И.***
Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета г. Красноярска

Dr. Sc. in Engineering, Professor ***Abovskiy N. P***
D.S.in Engineering, Assoc. Prof. ***Deordiyev S. V****.*
Dr. Sc. in Engineering, Professor ***Inzhutov I .S.***
Dr. Sc. in Engineering, Professor ***Endzhiyevsky L. V.***
D.S.in Engineering, Assoc. Prof. ***Palaguskin B. I.*** *D.*
D.S in Engineering, Assoc. Prof. ***Marchuk N.I.***

В данной статье описана концепция активного формообразования строительных конструкций, которая опирается на совместное творческое содружество архитектора и строителя с обеспечением органической связи архитектуры и конструкций при удовлетворении требований рационального использования материалов, экономичности, технологичности, удобства производства работ, надежности и безопасности конструкции.

This paper describes the active form-making conception of building structures, which relies on a joint creative community of architect and builder with providing organic connection of architecture and designs while gratification of requirements of the rational materials using, economy , technology, manufacturing convenience , reliability and safety of the structures .

Основные положения

Под концепцией активного формообразования архитектурно-конструктивных систем понимается:

● выбор универсального пространственного композитного строительного элемента, позволяющего формировать разнообразные полносборные здания, сооружения, в том числе большепролетные покрытия, стеновые конструкции и фундаментные платформы;

● управление напряженно-деформированным состоянием данных формообразований с целью повышения эффективности зданий и сооружений (облегчение веса, повышение прочности, жесткости, устойчивости, живучести, безопасности конструкции);

● учет внешней среды, включая адаптацию и преобразование энергетических воздействий в целях создания эффективных условий эксплуатации формообразованных зданий и сооружений;

● учет научно-технического прогресса в проектировании зданий и сооружений (возведение зданий нового типа в виде замкнутой многосвязной системы, включающей в себя пространственные покрытия, стены и фундамент и позволяющей осуществлять строительство на слабых грунтах, в сейсмических зонах);

● повышение живучести зданий и сооружений, способных выдержать недостаточно определенные сейсмические и другие воздействия внешней среды;

● разработка трансформируемых, адаптивных зданий и сооружений с подвижными (раздвижными) конструкциями покрытий и стен (их конструкции формообразуются из унифицированных пространственных элементов);

● обучение активному формообразованию на основе физического и компьютерного моделирования пространственных систем, составленных из унифицированных элементов;

● создание нового типа учебных заданий, состоящих из двух частей: *анализа и синтеза.*

Обоснование концепции активного формообразования и достигаемые эффекты

Выбор унифицированного пространственного композитного строительного элемента соответствует принципам расчленения систем на отдельные повторяющиеся элементы и их композиционного сочленения в системном образовании, аналогично тому, как это имеет место в природе.

Достаточно вспомнить строение цветков, кристаллов, кораллов и др., которые состоят из однотипных элементов.

Таким образом, принцип выделения строительного элемента не является чем-то надуманным, а представляет собой реализацию бионического подхода к созданию архитектурных антропогенных искусственных систем.

Унифицированный пространственный элемент представляет собой, например, тонкую железобетонную плиту (или оболочку), подкрепленную шпренгелем пространственного типа из металлических стержней. Элементы стыкуются в углах с помощью закладных деталей, а пространственные шпренгеля – между собой. Таким образом, соединенные элементы образуют многосвязную, пространственную, геометрически неизменяемую систему [1].

Концепция активного формообразования конструкций и зданий выражает гармоничную связь между архитектурным проектированием и эффективным инженерным конструированием. Она проявляется в том, что в выбранном унифицированном пространственном элементе из комбинированных материалов при достигнутой архитектурной выразительности реализуются условия выгодной работы каждого из материалов: бетонные плиты – на сжатие, металл шпренгеля – на растяжение. При этом достигается возможность конструирования из выбираемых строительных элементов различных пространственных объемов: прямоугольных, сферических, цилиндрических, конических, гиперболических и др. форм и их комбинаций.

Каждому из унифицированных элементов можно поставить в соответствие целые специфические классы объемного формирования.

Унифицированные пространственные элементы могут создаваться из комбинаций различных материалов, например пластины из стекла и алюминия, асбестоцемента и металла, дерева и металла и многих других композитных сочетаний.

Управление напряженно-деформируемым состоянием

Управление напряженно-деформированным состоянием пространственных формообразованных систем позволяет перевести их в разряд автоматически управляемых конструкций. Управление напряженно-деформированным состоянием охватывает стадии создания, проектирования, эксплуатации и разрушения объекта [2].

Этот подход отвечает современному развитию конструкций на основе синтеза ряда наук: архитектурно-строительного проектирования, механики, кибернетики, электроники, теории автоматического управления и др.

Авторы имеют ряд патентов и создали научно-образовательный комплекс «Управляемые конструкции и системы», включающий уникальный учебный класс действующих управляемых моделей.

Физическое моделирование применяется при проведении лабораторных экспериментов для анализа напряженно-деформированного состояния проектируемых конструкций. Оно способствует развитию творческого мышления и инженерной интуиции, а также достижению наибольшей архитектурной выразительности будущих объектов. В ходе таких экспериментов синтезируются архитектурные и конструктивные интересы создателя данных систем. Изучая специальный курс, студенты обучаются в специальном классе управляемых моделей конструкций: они выясняют эффективные возможности создания трансформируемости и управляемости сооружений.

Данное направление создает творческие возможности для обучения молодых специалистов как созидателей, которые могут подчинять создаваемые творения желаемым условиям.

Практическая оптимизация

В данной концепции синтезируются теоретический и экспериментальный подходы, причем в многоцикловом процессе. Расчетные теоретические результаты подвергаются экспериментальным проверкам, физическому моделированию, в результате чего конструкции проходят последующую доводку и совершенствуются на соответствующих этапах их создания. Этой работе предшествует творческий поиск формообразования конструкций, в которых закладывается основополагающая идея будущей эффективности. Этот предваряющий практическую оптимизацию этап работы не поддается какой-либо формализации, является искусством, творческим изобретением.

Хорошим примером работы по практической оптимизации, изложенной на Всероссийском семинаре по оптимизации [1], является разработка новых сборных пространственных сталежелезобетонных конструкций покрытия [1,2].

Генеральная идея такого формообразования включала следующее:

- трехгранный сборный пространственный строительный элемент, который использовался как инвариантная часть многообразных конструкций;
- каждая часть строительного элемента (тонкая ребристая железобетонная плита и пространственный металлический шпренгель) ставилась в выгодные условия работы по свойствам материала (железобетон – в основном на сжатие, металл – на растяжение, причем обеспечивалось совмещение несущих и ограждающих функций).

В задачу оптимизации входил компьютерный эксперимент поиска эффективной схемы тонкой ребристой плиты, достаточно легкой, чтобы обеспечить гармоничную работу строительного элемента с под-

крепляющим металлическим шпренгелем (тяжелая железобетонная плита могла перегрузить металлическую часть и вызвать перерасход материалов).

Одновременно решался вопрос об обеспечении надежности узлов соединения тонкой плиты с металлическими стержнями. Требовались технологичность, типизация и, конечно, надежность. В результате серии натурных экспериментов и опыта строительства была оценена эффективность расчетных и конструкторских решений, а также технологичность изготовления и монтажа конструкции и ее надежность

Здания замкнутого типа

Традиционное проектирование зданий, в которых фундаментная часть не имеет обратной связи с надфундаментным строением, сталкивается с большими трудностями при строительстве на слабых грунтах, в сейсмических зонах. Эти сложности преодолеваются при создании полносборных зданий замкнутого типа из унифицированных элементов, включающих в себя пространственный фундамент.

В связи с тем, что соединение нескольких унифицированных пространственных элементов создает новую, геометрически неизменяемую подсистему, сборка всей конструкции может осуществляться методом последовательного присоединения (наращивания) таких элементов с использованием простейших приспособлений или крупными блоками. Любая образованная таким образом часть системы может перемещаться как единое, геометрически неизменяемое целое.

Этот принцип положен в основу создания трансформируемых (раздвижных) конструкций пространственных покрытий, стен и частей зданий, что позволяет лучшим образом приспосабливать создаваемые здания и сооружения к различным сезонным и климатическим условиям, а также подчинять функциональным требованиям запроектированных зданий и сооружений и повышать их живучесть при неблагоприятных внешних воздействиях.

Литература

1. Абовский, Н.П. Формообразование строительных конструкций ; монография / Н.П. Абовский [и др.]. – Красноярск : Сиб. федер. ун-т, 2013.- 184 с.

2. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление строительными конструкциями: уч. пособие с грифом УМО / Под ред. проф. Абовского Н.П. / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский [и др.]. 3 изд. перер. и доп. Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2008.- 407 с.

УДК 624.011.1

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ СВЯЗЕЙ НАГЕЛЬНОГО ТИПА В СОЕДИНЕНИЯХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

IMPROVEMENT OF MECHANICAL LINKAGES PINS-TYPE CONNECTIONS WOODEN CONSTRUCTIONS

Преподаватель ***Аркаев М.А.****, магистры* ***Муртазина Л.А.****,* ***Огир А.Ю.****,* ***Шмелев К.В.*** *(Оренбургский государственный университет, Россия)*
Teacher ***Аркаев М.А.****,* master's degrees ***Муртазина Л.А.****,* ***Огир А.Ю.****,* ***Шмелев К.В.*** *(Orenburg State University, Russia)*

Аннотация

Представлен обзор соединительных элементов нагельного типа, используемых в соединениях деревянных конструкций. Определены особенности использования наиболее распространенных типов соединительных элементов. Приведены пути совершенствования соединений на указанных типах механических связей.

В настоящее время при выполнении узлов деревянных конструкций на механических связях чаще остальных используют нагельные соединения. На нагелях решаются узлы и стыки решетчатых клееных ферм, рамных конструкций, конструкций пространственного типа, башенных конструкций, монтажные соединения клееных элементов.

К основным типам механических связей нагельного типа относятся собственно нагели (металлические и деревянные), болты, штифты, винты, шурупы, гвозди, пластинчатые нагели (рисунок 1).

Вместе с тем, 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

Рисунок 1. Основные типы механических связей нагельного типа в соединениях деревянных конструкций: 1 - деревянный нагель, 2 - болты, 3 - штифты, 4 - винты, 5 - саморезы, 6 - шурупы, 7 - гвозди, 8 - пластинчатый нагель В.С. Деревягина.

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.

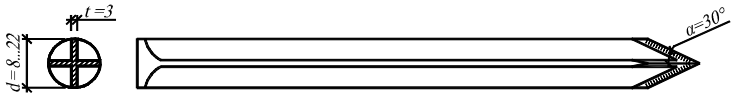


Рисунок 1. Стальной крестообразный стержень прямолинейной формы

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 соединительных 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.

В настоящее время в нормативно-технической литературе отсутствуют какие-либо данные о работе витых крестообразных стержней на растяжение с изгибом, кроме того исследования соединений при воздействии на указанный тип стержней чистых изгибающих усилий так же не проводились. Практическая значимость дальнейшего изучения указанного типа стержней заключается в разработке рекомендаций по конструированию соединений на витых стержнях, работающих на изгиб и выдергивание с изгибом, что позволит обеспечить широкомасштабное внедрение предложенного типа связей в практику работ по возведению новых конструкций на основе древесины, а так же их усилению и ремонту.

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. Справочник проектировщика промышленных сооружений. Деревянные конструкции. М.-Л: Главная редакция строительной литературы, 1937. - 955с.

УДК 69.022.326:691.328.5.006.354

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ НА ДЕРЕВЯННОМ КАРКАСЕ В КАЧЕСТВЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ В МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЯХ

к.т.н., доц. **Арсирий А.Н.,** маг. **Стоянов В.О.**
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

АННОТАЦИЯ: В статье проведен сравнительный анализ использования стеновых панелей на деревянном каркасе и газобетонных блоков в 16-ти этажном монолитно-каркасном здании

SUMMARY: The article provides a comparative analysis of wall panels, wooden frame and concrete blocks in the 16-storey monolith-frame buildings

Применение деревянных конструкций в современном строительстве обусловлено не только экологичностью древесины как материала, но и тем что зачастую деревянные конструкции наименее материало- и энергоёмкие, также нельзя упускать из виду и малый вес таких сооружений, что очень важно в районах строительства с высокой сейсмической опасностью.

За рубежом строительные нормы более лояльны к использованию древесины в качестве строительных конструкций. Возводимые здания и сооружения могут быть различного назначения, конфигурации в плане и объемно-композиционном решении с относительно большими пролётами.

Опыт западных коллег показал, что здания с деревянным каркасом без труда прошли все испытания на пожарной безопасности, сейсмоустойчивости, долговечность и др.. На основании чего в ЕС, США, Канаде и ряде других стран были кардинально изменены строительные нормы, касающиеся применения древесины, как основного конструкционного материала в зданиях свыше двух этажей.

Что касается стран СНГ, в частности России, то тут нашла место так называемая «комбинированная» технология строительства [1]. Она заключается в том, что несущей конструкцией здания является железобетонный каркас, а ограждающие конструкции выполняются из панелей на деревянном каркасе.

Положительные характеристики такой технологии является быстрая сборка и производительность, что существенно уменьшает весь цикл до месяца, максимум полутора. Также положительными свойствами является теплотехнические свойства стеновых панелей. Стена такого дома теплее кирпичной кладки почти в 25 раз. Расходы на отопление здания на порядок меньше, чем любого аналогичного по метражу дома из других материалов. [1].

Все вышеизложенные факты свидетельствуют о том, что стеновые панели на деревянном каркасе значительно выгоднее, чем другие ограждающие конструкции, такие как стены из кирпича, керамических блоков, блоков из ячеистого бетона и т.п.

Для получения конкретных цифр экономии были произведены сравнительные расчеты 16-ти этажного каркасного здания, где в качестве ограждающих конструкций применялись: 1 вариант - газобетонные блоки и 2 вариант - стеновые панели на деревянном каркасе.

а) б)

Рис. 1. Варианты наружных ограждающих конструкций многоэтажного каркасного здания
а - газобетонные блоки, б - деревянные облегченные панели

Так, в сейсмически опасных зонах экономия арматуры, на все здание в целом, составляет порядка 6%, в районах строительства, где расчет на сейсмическое воздействие не ведется, экономия арматуры может достигать 15%.

Минимальный расход арматуры для обоих вариантов здания был подсчитан в программном комплексе «Мономах» (таблица 1). Экономия составила 10565 кг.

Анализируя результаты расчетов, также необходимо отметить, что продольная сила в вертикальных несущих элементах от постоянной нагрузки в виде наружных и внутренних ограждающих

конструкций во втором варианте расчета на 10-15% меньше, чем в первом, изгибающие моменты и поперечная сила на 5% меньше при использовании облегченных стеновых панелей.

Таблица 1. Сравнение расхода арматуры в несущих элементах здания при различных типах ограждающих конструкций

Конструкции здания	**Вариант 1** ограждающие конструкции из газобетона	**Вариант 2** ограждающие конструкции в виде стеновых панелей
Фундаменты	39534	36457
Колонны	27074	24636
Плиты	91800	87500
Диафрагмы жесткости	11545	10795
Итого:	169953	159388
Общая экономия, кг:		10565

Экономическая эффективность применения двух вариантов стеновых панелей определялась на основании расчетов в программном комплексе «АВК».

Цены были взяты по состоянию на 07.05.2014 с учетом колебания курса валют. Экономия на материале для всего здания составила: ~1 млн. грн., на транспортных и заготовительно-складских затратах сэкономлено: ~50 тыс. грн., а экономия на заработную плату составила: ~170 тыс. грн. Общая экономия на 16-ти этажное здание составила более 1,2 млн. грн. При этом трудоёмкость работ по установке стеновых панелей в 2 раза меньше, чем по заполнению проёмов блоками из газобетона. Сравнение стоимости работ и материалов приведено в таблице 2.

Сравнивая толщины ограждающих конструкций, надо отметить, что меньшая толщина стены позволила получить экономию жилой площади до 1 % в случае использования панелей на деревянном каркасе по сравнению со стеной из газобетона. В данном примере это порядка 5-7 $м^2$ на каждом этаже. Минимальная цена в новостроях Одессы составляет 550$ за $м^2$, т.е. застройщик сможет получить дополнительный доход с одного этажа - минимум 2750 $, а с 16 этажей – минимум 44000$.

Также важен тот факт, что многие строительные компании Украины используют в качестве ограждающих конструкций стены не из газобетона, а из кирпича, т.е. стены ещё более толстые,

следовательно при замене их на стеновые панели, экономия площади будет ещё более существенная. Поэтому использование стеновых панелей на деревянном каркасе целесообразно и позволит застройщику получить большую прибыль.

Таблица 2. Сравнительная таблица эффективности использования газобетонных блоков и стеновых панелей на деревянном каркасе

Показатель	Газобетонные блоки	Стеновые панели на деревянном каркасе
Стоимость 1 $м^3$($м^2$) материала, грн	670	700
Общая стоимость материала, грн	1615000	616000
Транспортные и заготовительно-складские расходы, грн	110000	61600
Трудоёмкость, чел.-ч./маш.-ч.	11690	5721
	2929	3383
Стоимость работ, грн	504000	332705
Общая стоимость работ и материалов, грн:	2229000	1010305
Общая экономия, грн:		1218695

Выводы:

Применение стеновых панелей на деревянном каркасе вместо газобетонных блоков в качестве ограждающих конструкций в 16-ти этажном монолитно-каркасном здании позволяет сэкономить застройщику более 1 млн. грн. на строительно-монтажных работах, а также получить дополнительный доход за счет увеличения полезной площади.

Литература

1. ГОСТ 18128-82. Панели асбестоцементные стеновые наружные на деревянном каркасе с утеплителем. Технические условия.
2. ГОСТ Р 55658-2013 Панели стеновые с деревянным каркасом. Технические условия.
3. Черных А.Г., Черных А.С. Стеновые панели на деревянном каркасе в составе ограждающих конструкций многоэтажных жилых зданий из железобетона, - Жилищное строительство, №4, 2012, - с.1-4.

УДК 627.23

ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ ГРУНТА С ПОМОЩЬЮ ГЕОТЕКСТИЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ РЕКОНТСРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ

INFLUENCE OF RE-ENFORCEMENT OF SOIL BY GEOTEXTILESS AT REKONTSRUKCII OF BUILDINGS

Баранова А. А. *– аспирант.*
Бугаева С. В.*–к.т.н. доцент.*
Одесский национальный морской университет (ОНМУ)

Baranova A. *–post-graduate student.*
Bugaeva S. – *phD*
Odessa National Marine University (ONMU).

АННОТАЦИЯ

В последнем десятилетии, широкое применение получило использование геотекстильных материалов в строительстве и реконструкции сооружений. Использование текстиля в реконструкции зданий является перспективной областью изучения.

Ключевые слова: реконструкция, армирование, геотекстильные материалы.

ABSTRACT

In the last decade, a wideuse was got by the use of geotextiless in building and reconstruction of buildings. The use of Text. in the reconstruction of buildings is the perspective area of study.

Keywords: reconstruction, re-enforcement, geotextiless.

В последнее десятилетие широкое распространение получило использование геоматериалов в строительстве. Существует много литературных источников, которые описывают работу геоматериала при его расположении в грунтовом массиве в горизонтальном положении [1], [2]. Использование геотекстиля при реконструкции сооружений является очень перспективным направлением для изучения. Исследованиями характеристик грунтового массива армированного геоматериалами при разных способах его укладки представляют значительный интерес.

В лабораториях кафедры «Морские речные порты, водные пути и их техническая эксплуатация» ОНМУ были проведены экспериментальные исследования по определению эффективности использования геоматериала для армирования грунтового массива за гибкой подпорной стенкой. Предполагалагается, что геоматериал, расположенный в грунтовом массиве, уменьшит величину давления грунта на гибкую подпорную стенку, от расположенной нагрузки на поверхности сооружения.

Для эксперимента использовался лоток с размерами длина l= 0,81м; ширина b = 0,69м; высота h = 0,48 м. Для модели подпорной стенки использовался лист оргстекла толщиной 10 мм, для засыпки - кварцевый песок, геоматериал фирмы Typar SF 22, который представляет собой нетканый термически скрепленный геотекстиль, изготовленный из бесконечных волокон 100%-ного полипропилена по специальной технологии преднапряжения с последующей укладкой и термическим скреплением. Данная технология обеспечивает высокий начальный модуль упругости, оптимальное удлинение при разрыве (около 50-55%) и однородность структуры материала. Typar SF обладает высокой устойчивостью к механическим повреждениям и отличными фильтрующими свойствами. Материал имеет одинаковые прочностные свойства вдоль и поперек полотна. Для определения величины нагрузки на подпорную стенку использовались датчики часового типа, для которых предварительно были построены тарировочные кривые.

Эксперимент проводился в следующей последовательности: отсыпка песка за лицевую стенку без ее армирования с действующей на поверхности нагрузкой; армирование засыпки в 2 вертикальных ряда (1/3 и 3/4 длины лотка); расположение геотекстиля в 2 слоя горизонтально; расположение геоматериала под наклоном к лицевой стенке.

Методом планирования эксперимента было определено оптимальное количество опытов для получение достоверных результатов.

Были проведены 4 опыта в каждой серии. Нагрузка располагалась на поверхности засыпки и прикладывалась ступенями 60, 120, 180, 240 (кг/ см$^{2)}$.

Ниже на рисунках 1-4 представлены результаты экспериментов, показывающие как нагрузка на поверхности передается на стенку.

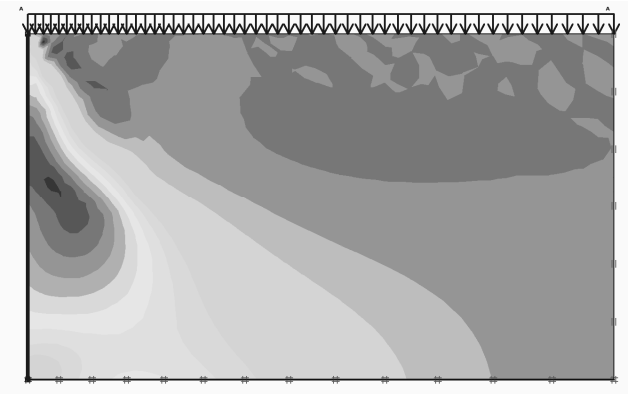


Рисунок1. Нагрузка на стенку без армирования.

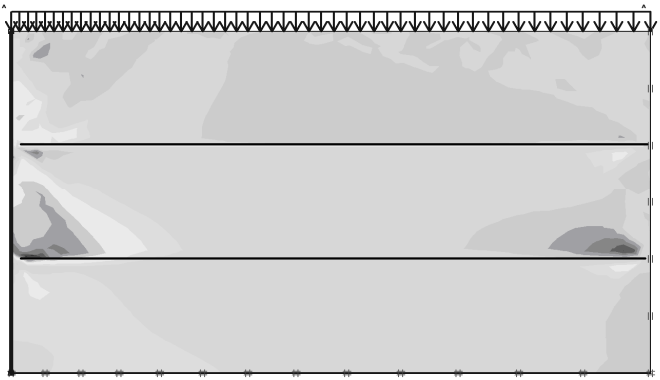


Рисунок 2. Распространение нагрузки при горизонтальном армировании в 2 слоя.

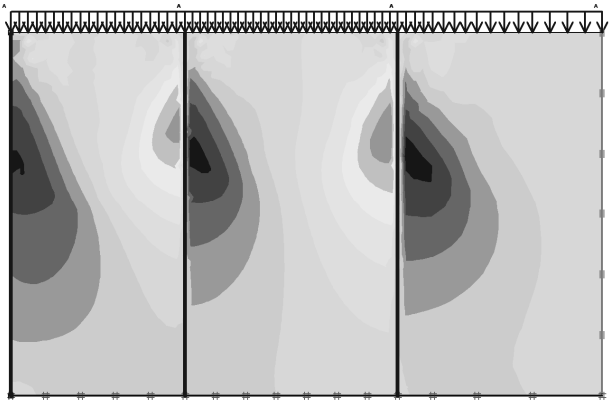


Рисунок 3. Распространение нагрузки на стенку при использовании вертикального армирования в два ряда.

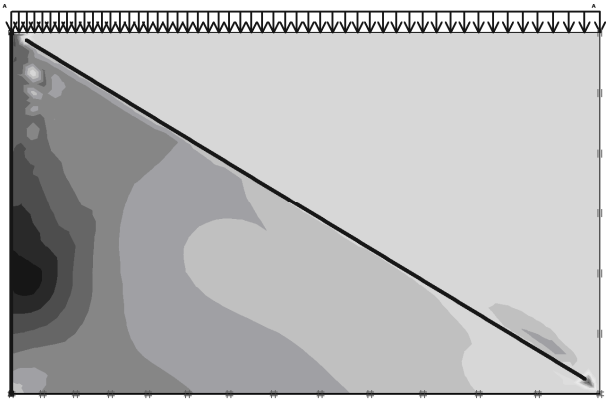


Рисунок 4. Распространение нагрузки при наклонном армировании.

В результате проведенных опытов можно сделать следующие выводы:

-При армировании в 2 вертикальных ряда снижение нагрузки на вертикальную стенку составило13,2 %, при этом нагрузка в месте крепления анкерной тяги снизилась на 20%, что ведет к экономии материала при строительстве или реконструкции с дальнейшей возможностью увеличения нагрузки на поверхности засыпки в процессе эксплуатации сооружения.

-При горизонтальном армировании в 2 слоя снижение нагрузки на вертикальную стенку составило 15%.

- При наклонном армировании нагрузка на лицевую стенку уменьшилась на 9%.

При реконструкции или строительстве сооружений важную роль играют грунты основания. Но производство и организация лабораторных исследований для определения характеристик грунтового массива на площадке строительства достаточно трудоемкое и дорогостоящее мероприятие. Использование расчетных программ для определения эффективности использования геотекстилей очень затруднено, так как характеристики материалов необходимые для расчета не предоставляются производителями геосинтетических материалов.

Задача определения характеристик армированного грунта может решаться с помощью использования апарата нечеткой логики [3]. Данный метод позволяет учитывать не только качественные но и количественные характеристики. Нечеткая модель служит апроксиматором между характеристиками грунтов основания, расположением, прочностными характеристиками, структурой геоматериала.

В качестве характеристик которые были приняты для построения нечеткой модели:

1. Грунт:

Сцепление,

Угол внутреннего трения,

Удельный вес,

Коэффициент Пуассона,

Модуль деформации.

2. Расположение геоматериала:

Горизонтально (0^0-30^0)

Вертикально(60^0-90^0)

Наклонно(30^0-60^0)

3. Прочностные характеристики геоматериала

4. Структура геоматериала:

1слой

2 слоя

Больше 2 слоев

5.Длина геоматериала.

Первый этап построения нечеткой модели объекта (фаззификация переменных) состоит в определении лингвистических оценок переменных и соответствующих им функций принадлежности.

Следующий шаг моделирования - составление экспертной базы знаний.

Третий этап - дефаззификация. Лингвистические значения выходных переменных модели ставятся в соответствии четкие значения аппроксимированных переменных. После этих шагов происходит настройка функций принадлежности так чтобы отклонения между модельными и обучающими результатами были минимальными.

Проведенные эксперименты дают очевидную картину того, что геоматериал, расположенный в грунтовом массиве, снижает нагрузку на стенку а также распределяет напряжения на более широкие поверхности. Можно сказать, что при малых нагрузках на поверхности эффект от армирования геосинтетиком незначительный. При увеличении нагрузки на поверхности за вертикальной стенкой, нагрузка на стенку уменьшается. Это говорит о том, что геоматериал начинает работать только по достижению предельных удлинений.

На рисунках видно, что пластические зоны в грунте становятся меньше или располагаются иначе, чем когда нет геоматериала. Это ведет к тому, что в дальнейшем есть возможность пересмотра действующих нагрузок на поверхности сооружения в сторону их увеличения.

Таким образом, исходя из проведенных экспериментов, можно сделать вывод об эффективности использования геотекстильного материала для армирования сооружений, которые требуют реконструкции. Материал удобен в монтаже и укладке, не имеет большого собственного веса, а по своим характеристикам не очень уступает традиционным материалам, он может быть использован в реконструкции сооружений в стесненных местностях или где требуется усиление без сильного утяжеления существующей конструкции.

Список литературы;

1. М.Ф. Друкований, С.В. Матвєєв, Б. Б. Корчевский та ін «Армовані основи будівель та споруд» - Вінниця: «УНІВЕРСУМ-Вінниця», 2006.-235с.

2. Б. Б. Корчевский «Горизонтально армовані основи під фундаменти будівель».Монография. - Вінниця: «УНІВЕРСУМ-Вінниця», 2004.-120с.

3. Ротштейн А. П. Інтелектуальні технології ідентифікації: нечіткі безлічні, нейронні мережі, генетичні алгоритми. Вінниця: «Універсам-Вінниця» 1999.-320с.

УДК 684.4.04

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ МЕБЛІВ ПОНИЖЕНОЇ МАТЕРІАЛОМІСТКОСТІ

FEATURES DESIGNING FURNITURE LOWERED MATERIAL CONSUMPTION

Бойко Л.М., *к.т.н. (Національний університет біоресурсів і природокористування України)*
Boiko L.M., *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

Обґрунтовано необхідність застосування, а також наведено аналіз методів проектування та конструктивних особливостей полегшених меблевих конструкцій. Наведено класифікацію принципів дизайн-проектування полегшених меблевих конструкцій.

The necessity of using as well as an analysis of design methods and design features lightweight furniture. The classification of the design principles of such constructions.

Актуальність роботи. Зниження ваги меблевих виробів під час виробництва обумовлене насамперед економічними причинами, (скороченням транспортних витрат та витрат на виробництво); охорона навколишнього середовища (ресурсозбереження) та ергономічні причини (полегшена обробка, покращена функціональність). Це спільні інтереси виробництва, торгівлі та споживача.

Зокрема, стійке зростання вартості енергоносіїв вимагає комплексних заходів щодо зниження виробничих та транспортних витрат. Із річним обсягом виробництва 21,5 млрд. євро (2012 р.) меблева промисловість єважливою областю для ефективного використання легких конструкцій.

Зокрема, житлові, кухонні та офісні меблі випускаються у рік більш ніж на 15 млрд. євро. Це в основному продукція на основі стружкових плит середньої та високої щільності (більше 700 кг/м^3). Отже, це є значною областю зниження матеріаломісткості меблів за рахунок легших конструкцій.

Мета дослідження – обґрунтувати необхідність застосування, а також зробити аналіз методів проектування та конструктивних особливостей полегшених меблевих конструкцій.

Основна частина. У процесі проектування легких конструкцій зазвичай виділяють два основні методи, перший – власне легкий матеріал як такий; другий – полегшену конструкцію із нього або іншого матеріалу.

Легкий матеріал заснований на принципі зниження його щільності, за рахунок оригінальної внутрішньої будови із компонентів нижчої щільності. Полегшена конструкція створюється за рахунок зміни її форми для досягнення мінімальної ваги. Поєднання обох методів є найбільш ефективним під час створення легких меблевих конструкцій [1, 2].

Нині найчастіше йдуть шляхом пониження щільності стружкових плитних матеріалів для меблів. Це найбільш простий шлях. Однак створення конструкцій із полегшеною структурою є додаткова можливість для зниження ваги меблів.

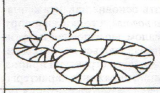
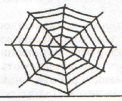
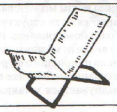
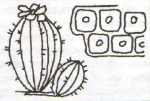
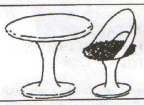
Принцип полегшення конструкції за рахунок її форми, в таких областях як автомобілебудування вже достатньо вивчено та успішно використовується, тоді як у меблевому виробництві не достатньо вивчалося. Вироби полегшеної конструкції найчастіше відрізняються своїми формами, тому вимагають нової технічної та технологічної основи (матеріалів, покриття, принципів проектування та виробництва, технології переробки).

Під час проектування легких виробів конструкторське рішення повинне забезпечувати працездатність та функціональність виробу. Такий підхід до проектування меблевих конструкцій зажадав до створенню нових матеріалів, вивченню їх властивостей та створенню матеріалів із заданими властивостями.

Результати досліджень. Нижче наведена систематизація можливих тонкостінних конструкцій із десяти основних принципів конструювання. Під час оцінки основних конструкцій та їх застосування у меблевому виробництві виявилось, що частина принципів (1 – 4) найчастіше використовується для каркасних меблів (стільці, столи). Для корпусних меблів (полиці, шафи) принципи 1 та 5 або 7 – 10, оскільки тут переважно використовуються площинні конструктивні елементи.

1. Біонічні структури Відомо, що жива природа витрачає на створення своїх об'єктів мінімум потрібного для цього матеріалу. Слід підкреслити що при цьому максимум міцності при мінімумі використовуваного матеріалу. В основному біологічні конструкції працюють на стиск та розтяг. Використовуючи ці раціональні принципи, природа створює безпомилкові, практичні, економічні

форми. Часто біонічні конструктивні елементи комбінуються із різних матеріалів залежно від їх ефективності у конструкції Рис. 1.

Біологічний об'єкт-прототип	Законо-мірності роботи системи	Схема виробу	Властивість виробу, зумовлена особливістю прототипу
	Підсилення конструкції по лініях головних напруг		При мінімальній кількості опор і малій товщині – максимальна робоча поверхня
	Робота конструкції на розтяг		Міцність, гнучкість і еластичність + економія матеріалу
	Явище тургору (внутрішньоклі-тинний тиск)		Легко трансфор-мовані надувні меблі
	Формотворення у вигляді конуса гравітації і конуса росту		Висока стійкість

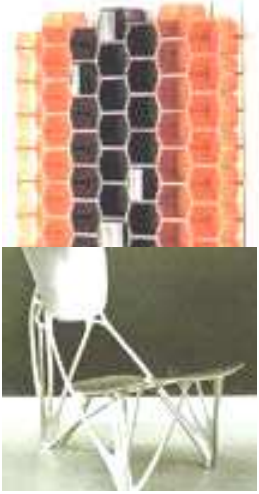


Рис 1. Використання біологічних конструкцій (будівельний метод листа; сітки, стільникова конструкція, дерева)

1. Ґратчасті структури. Можливі двовимірні або тривимірні структури із однонаправленим навантаженнями та зв'язаними між собою у вузлових точках несучими елементами. Ґратчасті структури можуть бути регулярними або нерегулярними. Поділяються на плоскі грати та просторові грати, Рис. 2.

а

б

Рис 2. Ґратчасті структури: а) плоскі; б) просторові грати

2. Опорні структури. Розрізняють елементи несучих та не несучих (допоміжних) структур. Елементи, що несуть, сприймають на себе все вертикальне навантаження. Тоді як допоміжні елементи служать головним чином для створення корисних площин та виконують функцію зберігання. Опорні структури використовуються, зокрема, для каркасних та секційних меблів Рис. 3. Поділяють на автономні структури, та несучі поверхні.

Рис 3. Опорні структури

4. Напружені структури. В протилежність опорним структурам, які сприймають вертикальне навантаження, ці структури перерозподіляють напруження стискування у напруження розтягування, за принципом ферми. Легкість багато у чому залежить від матеріалу, що використовується та дозволяє створювати повітряні конструкції. Часто опорні структури та напружені структури застосовуються у комбінації Рис. 4.

а *б*

Рис 4. Напружені структури: *а*) напружені кільця; *б*) напружені

5. Рознесені елементи. Остаточна конструкція утворюється під час розведення із однієї плоскої деталі у різні напрямки частини матеріалу. При цьому деталі можуть бути зв’язані між собою та вільні.

Конструкції досягають своєї міцності під дією попередньої робочої деформації.

Рис 5. Рознесені елементи

6. Оболонки. Тривимірними формоутворенням тонких оболонок одержують досить гнучкі форми на основі 3D моделей. Можливості яких практично необмежена Рис. 6. Під час експлуатації можливі невеликі деформації. Проте у зв'язку з гнучкістю оболонок виникають проблеми під час покриття цих поверхонь твердими матеріалами. Поділяють на прості оболонки та комбіновані оболонки.

Рис 6. Оболонки

7. Купольні, зігнуті структури. Використання гнучких властивостей тонких плоских матеріалів дозволяє створювати із них купольні або скручені (зігнуті) форми та фіксувати їх у цьому напруженому стані. Поділяють на автономні та складені конструкції.

Рис 6. Купольні, зігнуті структури

8. Конструкції що складаються. Плоскі матеріали шляхом складання та подальшого закріплення у певному стані дозволяють отримувати об'ємні форми, які трансформуються Рис. 8. Поділяють на структури, що складаються та розгортаються.

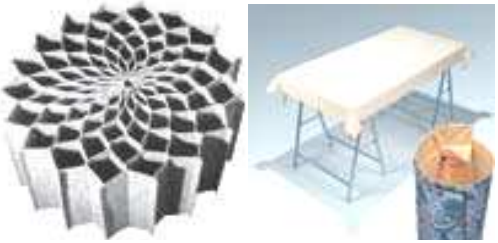


Рис 8. Конструкції що складаються

9. Складні (збірні) конструкції. Плоским тонким матеріалам надають об'ємні форми, які потім за допомогою спеціальних елементів з'єднуються між собою шляхом силової або теплової дії, Рис. 9. Одноразові та багаторазові конструкції.

Рис. 9. Складні (збірні) конструкції

10. Виделкові конструкції. Структуру можна розглядати не як принцип конструювання полегшеної конструкції у строгому розумінні, а більш як технологія з’єднання деталей між собою. Тонкі плоскі

елементи конструкції можуть бути або зафіксовані або не зафіксовані Рис. 10. Поділяють на прості вбудовуванні структури, комбіновані структури.

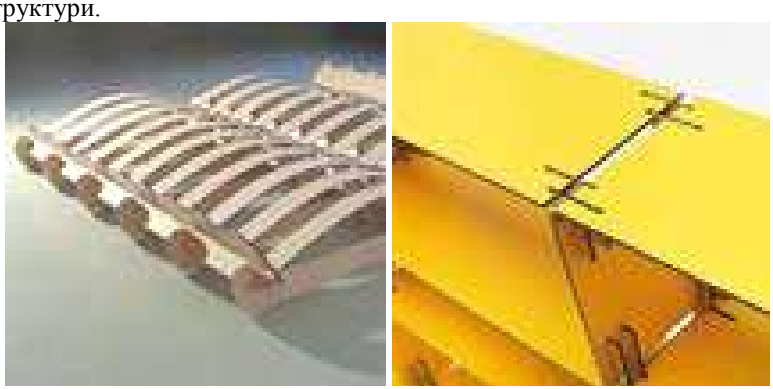


Рис. 10. Виделкові конструкції

Висновки

1. Аналіз виробництва та споживання меблів свідчить про необхідність та можливість зниження її матеріаломісткості.
2. Нині в Україні не ведеться цілеспрямованих робіт направлених на зниження матеріаломісткості як плиткових меблевих матеріалів, так меблевих конструкцій.
3. Питання легких меблів вимагає для вирішення спільної роботи матеріалознавців, виробників нових матеріалів, дизайнерів, конструкторів меблів, виробників фурнітури.
4. Приведена у статті класифікація принципів проектування легких меблевих конструкцій може служити основою для створення цілеспрямованого курсу у вищій школі навчанню дизайнерів, технологів, конструкторів меблів.

Список літератури

1. Прахт К. Мебель и архитектура / К. Прахт [пер. с нем. Ю.Б. Тупталова; под. ред. А.В. Иконникова]. – М. : Стройиздат, 1993. – 168 с.

2. Мигаль С.П. Проектування меблів: навчальний посібник / С.П. Мигаль. – Львів: Світ, 1999. – 216 с.

ЭКСПЛУАТИРУЕМАЯ КРЫША: ОТ ПРОШЛОГО К НАСТОЯЩЕМУ
UTILIZED ROOF: FROM PAST TO PRESENT

к.т.н., доцент Грязнов М.В.(Владимирский Государственный Университет 849224775544;

магистрант Щербакова А.Н.(Владимирский Государственный Университет)8-903-832-06-57

Ph.D., associate professor Grjaznov M.V. (Vladimir State University);

undergraduate Shcherbakova A.N. (Vladimir State University) 8-903-832-06-57

Статья посвящена актуальности применения эксплуатируемых крыш в строительстве. Рассмотрены встречаемые на практике дефекты кровли, причины их возникновения и возможные пути исправления. Представлены современные технологии по проектированию эксплуатируемых кровель.

Article is devoted to topical application exploited in the construction of roofs. Are considered defects of roof encountered by in practice, their causes and possible fixes. Presented modern technology for designing exploited roofs.

На современном этапе развития городов, в частности города Владимир, таково, что свободных территорий для строительства жилых и общественных зданий остается все меньше, а вот потребность в данных объектах возрастает с каждым годом.

В связи с этим, одним из главных критериев при разработке проектов стало полное и рациональное использование отведенных под строительство участков.

Однако рост числа автомобилей, а следовательно и количество необходимых парковочных мест, привело к увеличению нормируемых значений площади озеленения территории (т.к. зеленые насаждения защищают от возникающих шумов и загрязнения атмосферы). Решение проблемы «Как все уместить на ограниченных квадратных метрах?» найдено в функциональном использовании плоских крыш зданий.

По назначению выделяют «зеленые» кровли и эксплуатируемые (под пешеходные или транспортные нагрузки). Стоит уточнить, что «зеленые» кровли даже на крышах многоэтажных и высотных домов учитываются как процент озеленения территории. Но при всех этих полезных нововведениях важно не забывать о первостепенной функции кровли, которая указана в самом определении согласно [1].

Итак, кровля-это верхний элемент покрытия (крыши), предохраняющий здание от проникновения атмосферных осадков, она включает кровельный материал, основание под кровлю, элементы для обеспечения вентиляции, примыканий, безопасного перемещения и эксплуатации, снегозадержания и др.

На практике же у плоских эксплуатируемых кровель возможны частые протечки. Причины этому различны, сюда можно отнести: неверный выбор материалов, несоблюдение указаний по устройству и монтажу (отсутствие разуклонки, нарушение технологии), не выполнение узлов примыкания, неправильное обслуживание, износ гидроизоляционного слоя. Использование кровли как эксплуатируемой ведет за собой добавление статических, динамических нагрузок и многократные механические воздействия на покрытие, что еще более усугубляет ситуацию и повышает вероятность появления протечек.

Описанные выше особенности долгое время не находили отображения в нормативной документации для проектирования. В связи с этим, первые подобные крыши выполнялись «по старинке», либо же по разработкам зарубежных коллег, в которых изначально не могла быть учтена специфика климата нашей страны.

Все эти недостатки проявились лишь со временем, примеры «неприятных» последствий можно увидеть и на объектах в г. Владимире (см. фото 1…4):

- Северные торговые ряды (назначение крыши - парковка)

Фото 1. Выезд на крытую парковку. Замокание наружных стен из-за неисправности организованного водостока

Фото 2. Общий вид надземной парковки

Фото 3. Замокание внутренних стен парковки под эксплуатируемой кровлей. Отслоение штукатурного слоя стен

Фото 4. Замокание и промерзание плит перекрытия над крытой парковкой

Опираясь на проведенные исследования за состоянием эксплуатируемой крыши у жилых и общественных зданий нашего города можно смело заявить, что в 8 из 10 объектов встречаются протечки как местные, так и на значительной площади. При этом происходит нарушение нормальной эксплуатации несущих конструкций покрытия, уменьшение их долговечности, а также значительное ухудшение температурно-влажностного режима нижерасположенных помещений.

Первоначально перед проведением текущего ремонта и устранением указанных дефектов, необходимо ликвидировать причины их образования. Локальный ремонт кровель в данном случае малоэффективен, а иногда и носит отягощающий характер, в отличии от случаев проведения подобных мероприятий на неэксплуатируемых крышах. Это объясняется тем, что попытка демонтажа, к примеру, только асфальтобетонного покрытия на небольшом участке, повлечет за собой нарушение нижележащих слоев. А вот замену их, с полноценным включением в системную работу всех составляющих, не представляется возможным.

Таким образом, решение данных проблем может идти по двум, кардинально разным направлениям:

1) Возведение нового строительного объема на крыше, т.е. переход от эксплуатируемой кровли к неэксплуатируемой. Примером такого варианта служит ТЦ «Гранд» г. Владимир;

2) Полная замена кровельного пирога и систем водоотведения атмосферных осадков и технической воды с поверхности.

В последние годы, на основе анализа допущенных ранее ошибок и проведенных опытов (как теоретических, так и практических) специалисты разработали типы кровельных пирогов под нагрузку, включающие в себя дренажные материалы, водофильтрующие и геотекстильные слои. СП 17.13330.2011 «Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76» рекомендует следующие конструкции (см. рис 1, 2), которые не предлагались в предшествующей версии СНиП «Кровли». Особый интерес вызывает находка-инверсионные кровли, в которых для увеличения срока службы водоизоляционного слоя, его располагают под теплоизоляцией.

Рисунок 1. Тип покрытия крыши К-3 -традиционное эксплуатируемое (СП17.13330.2011 «Кровли», Приложение Г)

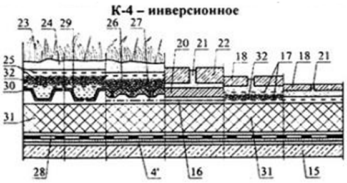


Рисунок 2. Тип покрытия крыши К-4 - инверсионное (СП17.13330.2011 «Кровли», Приложение Г)

2 – пароизоляция; 3 – плитный утеплитель; 3′ – теплоизоляция из пеностекла; 4 – сборная стяжка; 4′ – выравнивающая затирка из цементно-песчаного раствора; 9 – слой битума; 14 – монолитный утеплитель; 15 – сборная или монолитная железобетонная плита; 16 – разделительный водоизоляционный слой; 17 – предохранительный слой (например, геотекстиль плотностью не менее 150 г/м2); 18 – тротуарная плитка; 19 – опора под тротуарную плитку; 20 – армированная стяжка; 21 – сухая смесь под плитку; 22 – бетонная плитка; 23 – растительный слой; 24 – почвенный слой; 25 – фильтрующий слой (например, геотекстиль); 26 – дренажный слой из экструдированной пенополистирольной ракушечной пластины; 27 – противокорневой слой; 28 – водоизоляционный ковер из гнилостойкого материала; 29 – дренажная мембрана в условиях влажного климата; 30 – дренажная мембрана в условиях сухого климата;

Большое внимание также было уделено узлам примыкания гидроизоляционных материалов к различным конструкциям и элементам кровли. Сложность состояла в том, что традиционные крепления водо-

стока (наружного, внутреннего), ограждений могли оставлять проколы и порезы на рулонных покрытиях, а следовательно нарушать герметичность системы, при приложении вблизи них эксплуатационной нагрузки.

На строительном рынке наибольших результатов в области развития эксплуатируемых кровель стала компания «Технониколь». Качество ее строительных материалов подтверждено сертификатами от соответствующих институтов, а руководство по проектированию и устройству зеленых и эксплуатируемый кровель охватывает весь спектр возникающих в проектах конструктивных узлов.

Подкрепляясь нужной информацией и растущим из года в год опытом реализации, эксплуатируемые крыши стали популярны в проектах жилых комплексов Москвы и Подмосковья (см. рис. 3, 6). На иллюстрациях видна масштабность, и в отличие от нашего города, их назначение не ограничивается парковкой, а представляет собой основание для придомовой территории, с размещением на ней всех требуемых площадок и развитой транспортной системой проездов.

Рисунок 3. ЖК Акварели (г. Балашиха)

Рисунок 4. ЖК Да Винчи (г. Одинцово)

Сделаем вывод: эксплуатируемые кровли – это «модная», и в тот же момент вынужденная тенденция настоящего времени, но при не соблюдении строгих требований по их устройству, экономии на материалах и низкому качеству выполнения строительно-монтажных работ, они могут превратиться в глобальную проблему будущего.

Список используемой литературы:

1. СП 17.13330.2011 «Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76» – М.: ОАО «ОАО ЦНИИПромзданий», 2011.

2. Руководство по проектированию и устройству эксплуатируемых кровель с применением битумно-полимерных материалов - Компании «ТехноНИКОЛЬ». 2005.

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

Давиденко А.А., Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины, м. Киев, Украина

В статті наведена методика експериментальних досліджень залізобетонних колон круглого перерізу на поперечний згин, запропонована для проведення випробувань з оцінки напружено-деформованого стану та розробки методики розрахунку.

В статье приведена методика экспериментальных исследований железобетонных колонн круглого сечения на поперечный изгиб, предложенная для проведения испытаний по оценке напряженно-деформированного состояния и разработки методики расчета.

In the article the methodology of experimental research of reinforced-concrete columns, of circular cross-section bending proposed for the trial to evaluate the stress-strain state and development of methods of calculation.

В соответствии с отечественными нормативными документами [1] расчет прочности железобетонных элементов необходимо выполнять с помощью деформационного метода. Однако реализация данного метода разработана для нормальных сечений. Относительно расчета прочности наклонных сечений существуют лишь эмпирические зависимости, в которых предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, обратно пропорциональна длине проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, а предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, прямо пропорциональна данной длине. Методы расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы, представленные в нормативных методиках [2, 3, 4] существенно отличаются друг от друга и содержат различные эмпирические зависимости.

Ниже изложена методика экспериментальных исследований железобетонных колонн круглого сечения на поперечный изгиб, предложенная для проведения испытаний по оценке напряженно-деформированного состояния и разработки соответствующей методики расчета.

Задачи экспериментальных исследований включали: установление зависимости несущей способности колон круглого сечения при действии поперечной силы от величины пролета среза, определение деформаций бетона сжатой и растянутой грани колонн при поперечном изгибе; исследование изменения высоты сжатой зоны в процессе испытаний и характера разрушения колон.

Для проведения испытаний проектировали образцы железобетонных колонн круглого сечения на основе серии 3.407.1-143, рис. 1 [5].

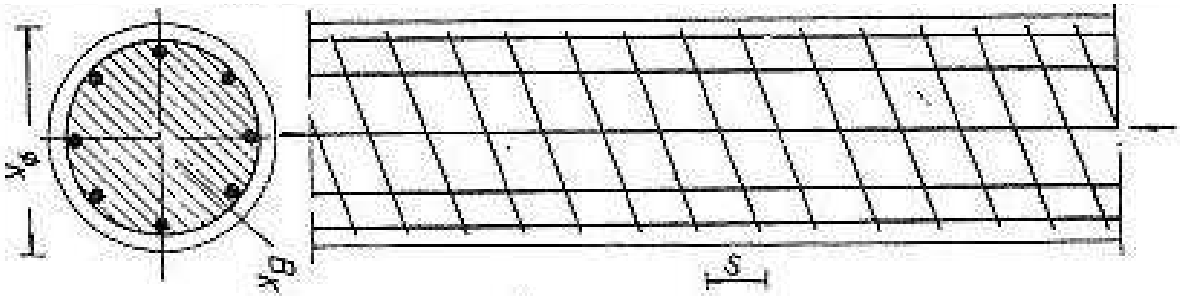


Рис. 1. Опоры на базе железобетонных стоек длиной 10.5 м, серии 3.407.1-143.

Образцы были разделены на три серии в зависимости от устанавливаемого пролета среза. Серии К-1, К-II, К-III была подготовлена для испытания колонн круглого сечения на поперечный изгиб и отличались установкой пролета среза, равным диаметру колонны, 1,5 диаметра колонны, двум диаметрам колонны соответственно. На каждом из образцов колонн указанных серий длиной 1 м было запланировано не менее двух, трех испытаний для соответствующих пролетов среза. Таким образом, количество испытаний колонн, круглого сечения на поперечный изгиб составляло 9 испытаний. При изготовлении образцов серий К-1 - К-III использовался бетон класса С 25/30.

Размеры поперечного сечения и армирование опытных образцов-колонн соответствовали размерам элементов реальных колонн (опор линий ЛЭП). В качестве продольного армирования использовали шесть стержней арматуры Ø 10 А240С. В качестве поперечного армирования применяли арматурную проволоку Ø 4ВрI. Экспериментальные образцы представляли собой колонны круглого сечения, длиной 2 м, наружным диаметром 190 мм. Образцы изготавливали в опалубке из труб наружным диаметром 200 мм. Продольные стержни арматуры вставляли в специально выполненные отверстия в торцевых заглушках труб с целью фиксирования равномерного расположения арматурных стержней по окружности и формирования

защитного слоя бетона в торцевой части колонны. Для создания пространственного каркаса и фиксирования стержней в пролете колонны с внутренней стороны каркаса между продольными стержнями устанавливали специально изготовленные кольца из арматуры Ø 8 BpI гладкого профиля в количестве трех штук на одну колону. Кольца располагали по торцам и в середине колонны. Фиксирование защитного слоя бетона в середине колонны выполняли с помощью специальных пластмассовых фиксаторов. Стальные кольца приваривали к продольным стержням электродами диаметром 3 мм.

Для выполнения поперечного армирования из проволоки предварительно изготавливали спираль, затем спираль растягивали с равномерным шагом 100 мм и прихватывали электросваркой к продольным стержням каркаса колонны. В результате получали пространственные каркасы. Изготовленные пространственные каркасы вставляли в трубы, используемые в качестве внешней опалубки. Плотное фиксирование заглушек осуществлялось за счет уплотнительной резиновой прокладки, размещенной в желобах стандартных заглушек труб. Пространственные каркасы перед установкой в трубы внешней опалубки приведены на рис. 1.

Рис. 1. Пространственные каркасы перед установкой в трубы внешней опалубки.

Монтажные петли вставляли с одного из торцов колонны и заводили за внутренние стальные кольца для лучшей анкеровки. Толщина защитного слоя бетона составляла 30 мм, что соответствовало требованиям, предъявляемым к колоннам круглого сечения. Длина колонн 2 м определялась из возможностей экспериментальной установки. Шаг поперечной спиральной арматуры определялся на основе серии 3.407.1-143. Все экспериментальные образцы колонн, армированных продольной и поперечной спиральной арматурой, были изготовлены в арматурном цехе ОАО «Комбината Будиндустрии» (г. Киев). Подготовка к бетонированию

осуществлялась с помощью изготовления специального кондуктора. Изготовление образцов колонн круглого сечения выполнялось следующим образом: кондуктор с опалубкой из труб устанавливали на вибростоле и малыми порциями заполняли трубы бетоном с последующим коротким вибрированием после каждой порции засыпки бетона, Образцы железобетонных колонн круглого сечения, армированные продольной рабочей и кольцевой поперечной арматурой, после изготовления приведены на рис. 2.

Рис. 2. Бетонирование и образцы железобетонных колонн круглого сечения после изготовления и распалубки.

Испытания колонн проводили по схеме поперечного изгиба. Образцы колонн разрезали на 2 половины для возможности размещения в прессовом оборудовании. Для установки колонн были изготовлены специальные опорные приспособления, состоящие из отрезка швеллера и приваренной к ней полукруглой пластины, подобранной по размеру диаметра колонны. Изменение величины пролета среза осуществляли изменением величины расстояния между опорами и перемещением колонны по длине, рис. 3. Таким образом, пролет среза варьировали в пределах одного диаметра, полтора диаметра и двух диаметров. В качестве приборов использовали индикаторы часового типа с ценой деления $1x10^{-5}$ мм, которые устанавливали на верхней и нижней фибре колонны и крепили с помощью специальных держателей на базе 200 мм циакриновым клеем. Дополнительно устанавливали с каждой стороны колонны по два индикатора часового типа с ценой деления $1x10^{-5}$ мм для возможности выполнении центровки колонны. В верхней части колонны прикладывали нагрузку с помощью стандартного шарнирного приспособления и опорного устройства, указанного выше.

Рис. 3. Оборудование для проведения испытаний.

Выводы.

Приведенный способ изготовления колонн позволил получить точные размеры круглого сечения, с четкой фиксацией продольной и поперечной арматуры, а изложенная методика позволяет получать достоверные данные о несущей способности колонн круглого сечения при поперечном изгибе при различном пролете среза.

Література.

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. А. Бамбура, А. Барашиков, О. Давиденко, О. Голишев, Кривошеєв П.І.

2. – Київ. – Мінрегіонбуд. – 2009. – 97 с.

2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. —М., 2004.

3. EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

4. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02).

5. Серия 3.407.1-143 Железобетонные опоры ВЛ 10 кВ. Выпуск 1. Опоры на базе железобетонных стоек длиной 10.5 м. Рабочие чертежи. Типовые строительные конструкции и узлы.

УДК 624.072.2.014

ОСОБЕННОСТИ УСИЛЕНИЕ СКВОЗНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

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

THE FEATURES OF STRENGTHENING OF THROUGH METALLIC CONSTRUCTIONS UNDER LOAD WITH THE USE OF THE WELD-FABRICATED CONNECTIONS

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

Рассматриваются особенности усиления сквозных металлических конструкций под нагрузкой с использованием сварных соединений. Приводится методика производства соответствующих работ.
Ключевые слова: усиление конструкций, сквозные металлические конструкции, сварные соединения.

The features of strengthening of through metallic constructions under load with the use of the weld-fabricated connections are examined. A method of production is brought.
Keywords: strengthening of constructions, the through metallic constructions, the weld-fabricated connections.

Усиление металлических конструкций в большинстве случаев обуславливается влиянием совокупности факторов, определяемых наличием недопустимых дефектов и повреждений, влекущих невыполнение условий прочности, устойчивости, жесткости и выносливости. Данные факторы являются следствием эксплуатационного износа, нарушений правил и условий эксплуатации, повреждений стихийного характера, а также очевидных ошибок, допущенных при проектировании и изготовлении конструкций.

Процессу усиления металлических конструкций, предусматривающему использование сварных соединений, сопутствует разогрев усиливаемых элементов, снижающий их первоначальную несущую способность. Поэтому подобное усиление металлических конструкций, непосредственно находящихся в напряженном состоянии близком к предельно-допустимому, принято рассматривать крайним средством, применяемым в тех случаях, когда преследуемой цели нельзя достичь

ни за счет выявленных резервов несущей способности, ни путем уменьшения действующих нагрузок. В тоже время избежать применения сварки при решении задач, предусматривающих увеличение площадей поперечных сечений элементов, находящихся в напряженном состоянии близком к предельному, удается далеко не всегда.

В настоящее время в качестве основных рабочих гипотез, усиления элементов сквозных металлических конструкций увеличением сечений, используются две [1, 2, 3]. Первая, предусматривает упругую стадию работы элементов и предполагает, что дополнительные детали усиления воспринимают только усилия, возникающие от нагрузок, приложенных после усиления. Согласно второй, «пластической» гипотезы, достижение в сечении усиливаемого элемента предела текучести приводит к перераспределению и выравниванию напряжений в сечениях усиливаемого и дополнительного элемента.

В процессе усиления металлических стержней с использованием сварки обеспечивается непосредственное включение в работу дополнительных элементов. С увеличением нагрузки усиливаемый и дополнительный элементы начинают работать совместно в упругопластической стадии, т.о. практически оправдываются положения «пластической» гипотезы и предельным следует считать такое состояние элементов усиленных под нагрузкой, когда в дополнительном элементе напряжения достигают расчетного сопротивления.

Влияние разогрева, имеющего место в процессе выполнения сварочных работ и в значительной степени снижающего несущую способность стержневых элементов в составе сквозных конструкций, обуславливает положения существующих рекомендаций по усилению металлических конструкций с использованием сварки [4], требующих максимального разгружения усиливаемых элементов. Усиление под нагрузкой рекомендуется производить при напряжениях не превышающих $0,6R_y$. Сам же разогрев следует ограничивать в соответствии с фактической величиной действующих напряжений.

Специфично и усиление находящихся под нагрузкой угловых сварных швов, т.к. при производстве сварочных работ из состава соединения исключается «подвижный» участок шва, разогретый выше температуры 550°С и находящийся в пластическом состоянии [1, 5].

Перечисленные факторы в значительной степени усложняют процесс усиления стержневых конструкций, находящихся под нагрузкой, и зачастую заставляют отказываться от использования сварных соединений. Решить данную проблему в ряде случаев представляется возможным при помощи точно выверенных технологических мероприятий, используемых при производстве работ по увеличению площадей сече-

ний стержневых элементов сквозных конструкций, расширению их фасонок и наращиванию длин узловых швов. Так при выполнении работ по усилению ферм междуэтажного перекрытия, находящихся в напряженном состоянии близком к предельному, сотрудниками кафедры Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры была апробирована соответствующая методика, предусматривающая последовательное усиление узловых соединений данных конструкций, введение дополнительных несущих элементов и необходимое увеличение сечений основных несущих стержней ферм в процессе их непрерывной эксплуатации.

Необходимость усиления рассматривавшихся ферм перекрытия (рис. 1) обуславливалась очевидными ошибками, допущенными разработчиками конструкций, а также имевшими место отступлениями от требований проектной документации, имевшими место при производстве работ по возведению здания и приведшими к значительному увеличению действующих нагрузок.

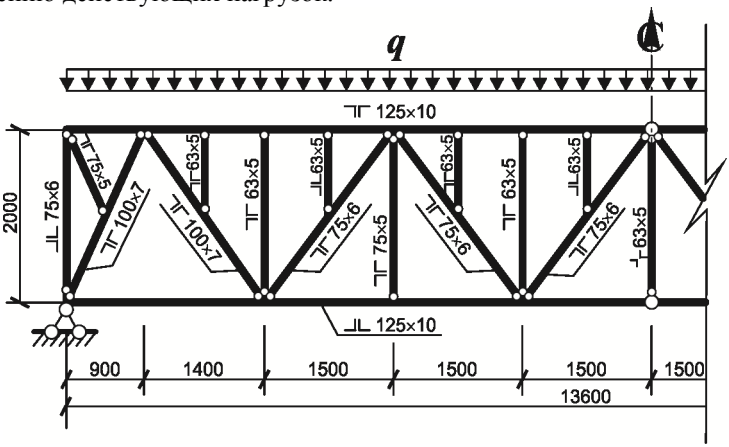


Рис. 1. Расчетная схема усиливаемых ферм

Выполненные поверочные расчеты позволили установить допустимую полную расчетную равномерно распределенную по длине их верхних поясов нагрузку, передаваемую плитами вышележащего перекрытия и составляющую 4,50 т.с./м.п. В тоже время, величины суммарных расчетных нагрузок, действовавших бы на фермы при нормативной эксплуатации вышележащих помещений составляли 7,95 т.с./м.п. (эпюры расчетных усилий см. на рис. 2). Практически на момент обследования фермы, работая на пределе своих возможностей, были способны нести только нормативные постоянные нагрузки от

собственного веса вышележащих строительных конструкций; эксплуатация помещений здания исключалась.

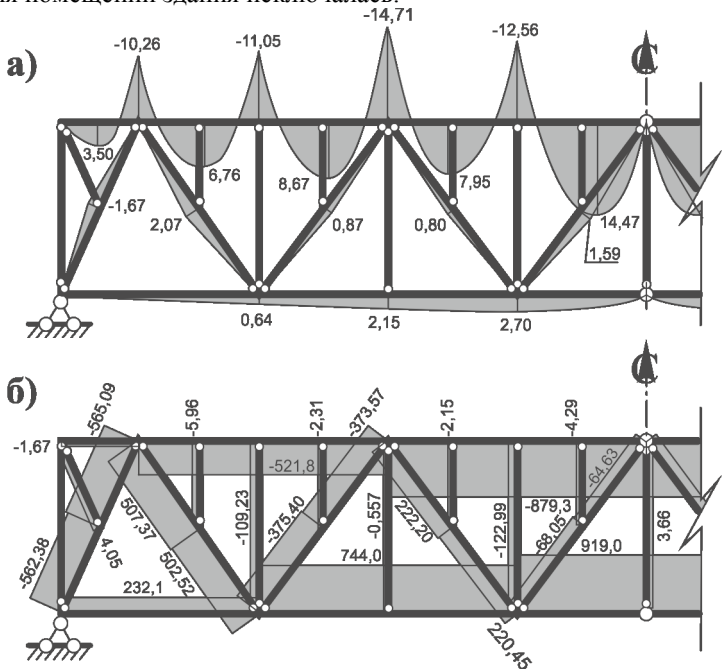


Рис. 2. Внутренние усилия в стержнях ферм: а — изгибающие моменты в кН×м, б — продольные усилия в кН

Для реализации проекта усиления ферм (рис. 3), при очевидном отсутствии возможности временной их разгрузки, использовалась нижеприведенная технологическая последовательность.

Учитывая потенциальную опасность, заключающуюся в любых, в том числе и минимизированных, термических воздействиях на сквозные стержневые конструкции, находящиеся в напряженном состоянии близком к предельному, сварочные работы по их усилению явилось возможным производить только при наличии временных страховочных опор, размещенных в центре пролетов ферм и призванных вступать в работу в случае возникновения аварийной ситуации, а также при надежном раскреплении конструкций из плоскости действия нагрузки.

Непосредственное производство работ по усилению предварялось тщательным обмером фактических размеров существующих элементов и деталей, учитывающим возможные дефекты и неточности их первоначального изготовления: уточнялись линейные размеры элементов,

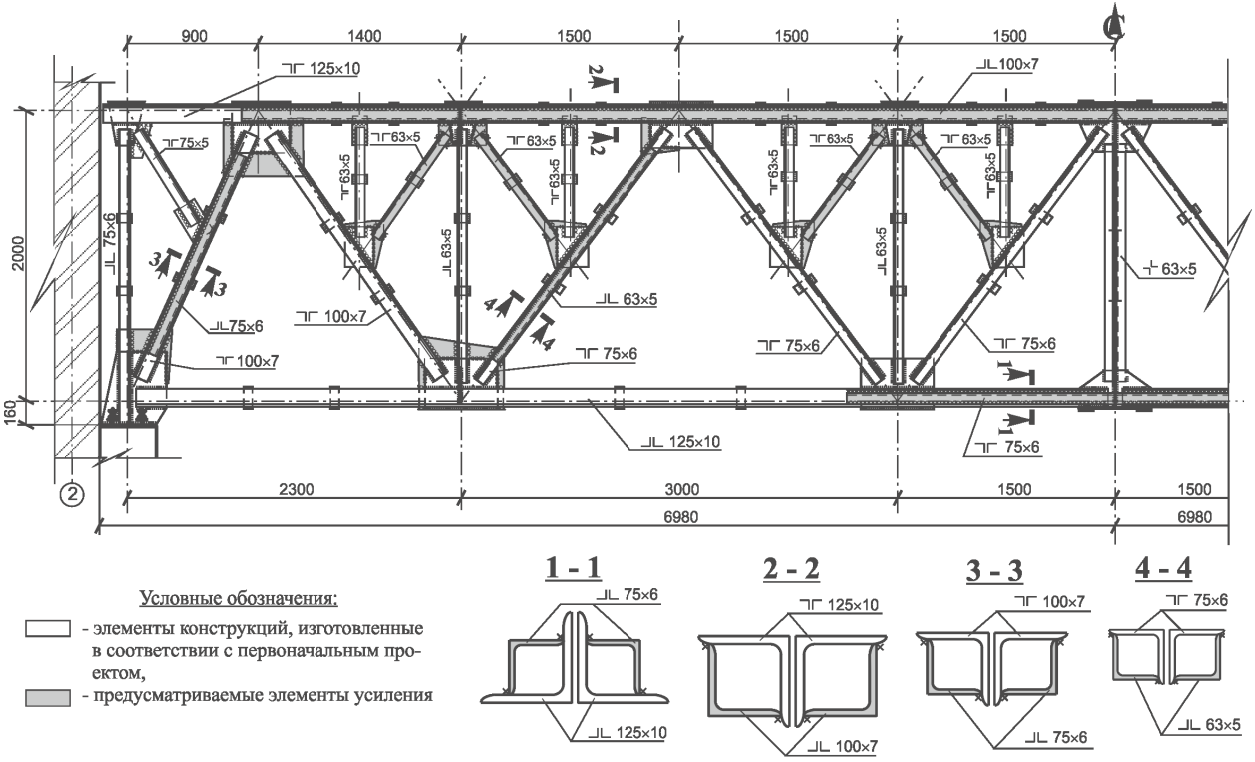


Рис. 3. Использованное усиление ферм

требуемые длины наращивания сварных швов, необходимые величины расширения фасонок. В местах монтажа деталей усиления и наращивания сварных швов поверхности существующих конструкций тщательно очищались от загрязнений, остатков краски, ржавчины и т.п.

На первом этапе осуществлялось усиление существующих узлов конструкций. Устанавливались и закреплялись в проектном положении детали расширения листов фасонок ферм (рис. 4). Стыковые швы их крепления выполнялись последовательными участками длиной по 40 мм за два и более проходов. Между отдельными проходами, а также между выполнениями каждого из участков шва обеспечивалось остывание наплавленного металла.

По расширенным фасонкам осуществлялось требуемое наращивание длин фланговых угловых швов, крепящих элементы решетки ферм. Увеличение длины каждого последующего шва, расположенного в усиливаемом узле фермы, осуществлялось только после остывания шва, выполнявшегося предыдущим.

Рис. 4. Наращивание длин сварных швов крепления элементов решетки

Рис. 5. Узел крепления дополнительных элементов решетки

Затем осуществлялся монтаж дополнительных элементов, вводимых в состав конфигурации решетки. Устанавливаемые элементы закреплялись в проектом положении и первоначально приваривались по перу. После остывания выполненного шва осуществлялась их приварка по обушку (рис. 5).

После усиления узлов конструкции, сопровождающегося расширением деталей фасонок, а также введения дополнительных стержней в состав решетки, осуществлялось увеличение поперечных сечений существующих элементов фермы. Последовательно от опор к центру усиливались раскосы, стойки, а затем и пояса ферм. Вводимые

Рис 6. Увеличение сечения стержня опорного раскоса фермы

элементы усиления прихватывались сварными швами с катетами 4 мм и длиной 10…20 мм через каждые 300…500 мм. Непосредственное выполнение сплошных сварных швов, объединяющих детали в составе сечений стержней, осуществлялось от опор участками длиной по 50 мм и с катетами 4 мм по одной, и после остывания металла, по другой граням детали усиления. Каждый последующий участок шва выполнялся после остывания металла со смещением по длине стержня на 400…500 мм, и так до достижения его середины. Затем последовательно, чередуя сварку с остыванием, продлевались на 50 мм уже выполненные участки сварного шва. Операция повторялась вплоть до образования сплошного соединения по длине стержня (рис. 6). Подобная последовательность выполнения сварных швов использовалась для осуществления усиления всех предусмотренных для этого стержней ферм.

Соответствующая адаптация описанной методики к конкретным конструктивным решениям усиливаемых систем покрытий и перекрытий, учитывающая фактическое распределение усилий и существующие условия производства работ, позволяет реализовывать усиление сквозных металлических конструкций, находящихся под непосредственным действием нагрузок.

Литература

1. Сахновский М.М. Металлические конструкции (техническая эксплуатация). — Київ: Будівельник, 1976.

2. Бельский М.Р., Лебедев А.Н. Усиление стальных конструкций. — Київ: Будівельник, 1981.

3. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление строительных конструкций. — Львов: Высшая школа, 1985.

4. Руководство по усилению элементов конструкций с применением сварки. — М.: ЦНИИПСК, 1979.

5. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. — М.: Госстройиздат, 1969.

УДК 699.841:624.042.7

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

EXPERIMENTAL METHODS OF SEISMIC RESISTANCE DETERMINATION OF CONFINED MASONRY BUILDINGS

д.т.н., проф. Дорофеев В.С., к.т.н., доц. Мурашко А.В., аспирант Михайлова Н.А. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Украина)

Dr. of Sc. Professor Dorofeev V.S., Ph.D., Associate Professor Murashko A.V., postgraduate Mikhailova N.A. (Odessa State Academy of Building and Architecture, Ukraine)

В работе приведен обзор методов испытания моделей зданий и их фрагментов на сейсмические воздействия. Предложена их систематизация. Отмечены их характерные особенности и недостатки. Рекомендован подход по выбору метода испытаний в зависимости от целей и материальной базы исследования.

An overview of methods for testing building's models and their fragments on the seismic effects is given in the paper. Also their systematization described. Noted their features and disadvantages. Recommended choosing approach of the test method according to the objectives and material base of the study.

Каркасно-каменные здания на сегодняшний день получили довольно широкое распространение в сейсмических районах по всему миру. Они сочетают в себе надежность железобетонного каркаса и экологичность кирпичного здания. Именно каркасно-каменные здания остаются наиболее привлекательными в среднем и высшем ценовом сегменте рынка жилья. Однако в расчётах и проектировании именно этой конструктивной схемы на сегодняшний день остаётся много открытых вопросов.

Данная работа посвящена методам испытания каркасно-каменных зданий на сейсмические воздействия. Ниже приведен обзор

и анализ целого ряда работ по испытаниям на сейсмические воздействия, моделей, фрагментов и существующих зданий [1-5].

Как в нашей стране, так и за рубежом был проведен целый ряд исследований по изучению поведения каркасно-каменных зданий при воздействии на них различного вида повторяющихся загружений моделирующих сейсмические воздействия.

Одна из таких работ, выполненная в Мексике была посвящена оценке динамической реакции двух небольших моделей каркасно-каменных зданий, испытанных на вибростенде (масштаб 1:2). Модели были подвергнуты серии сейсмических воздействий, характерных для Мексики (рис. 1). В результате данных испытаний было выявлено характерное распространение наклонных трещин в уровне первого этажа от центра стен к углам каркаса. Также было обнаружено, что по сравнению с испытаниями полномасштабных аналогичных зданий статическими нагрузками, перекосы, при которых начинают образовываться трещины, почти в два раза больше. Этот вывод авторы считают необходимым подтвердить в дальнейших исследованиях. [1]

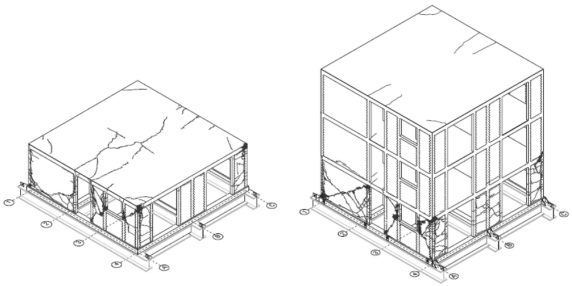


Рис. 1. Характер распространения трещин

Этот способ обладает наибольшей достоверностью и максимально приближён к реальному сейсмическому воздействию. Однако, к сожалению, на сегодняшний день в наших условиях не реализуем. Ввиду дороговизны оборудования и образцов для проведения испытаний.

Ещё одна из работ в этом направлении выполненна в ЦНИИСКе, С. В. Поляковым. [2]

Образцы – кирпичные стены размером 3x2x0.12 м, выкладывались в стальной 4-шарнирной раме, загружаемой в своей плоскости в одном или двух горизонтальных направлениях домкратами (рис 2., а). Цикл при испытании образцов включал

нагрузку и разгрузку в одном направлении, а также нагрузку и разгрузку в противоположном направлении.

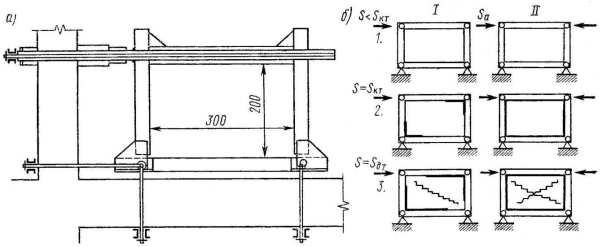


Рис. 2. Испытаниям заполнения из кирпичной кладки

Также с таким подходом был выполнен целый ряд работ Ю.В. Измайловым [5]. На рисунке 3 приведена схема одного из испытанных образцов. Нагружение производилось горизонтальными статическими нагрузками. Провдененые исследования легли в основу предложенной автором системы расчета проектирования какркасно-каменных зданий.

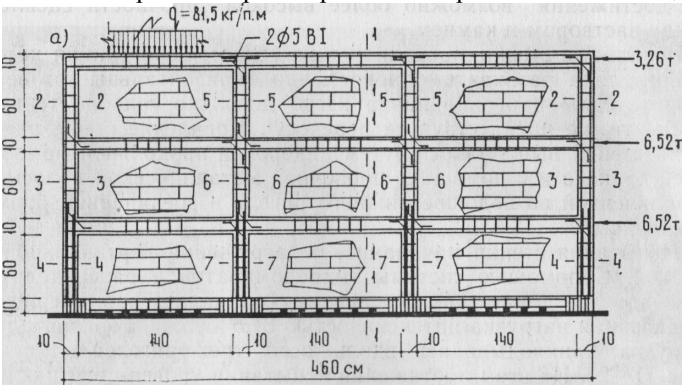


Рис. 3. Испытаниям заполнения из кирпичной кладки

Еще одним из представителей зарубежных исследователей каркасно-каменных зданий является Японская группа во главе с Koji Yoshimura [3]. Они также проводили экспериментальное исследование влияния воздействия боковых статических сил на каркасно-каменные. На рисунке 4 изображена разработанная ими испытательная установка. Образцы испытывались на разрушение с увеличением боковых воздействий, в то время как вертикальная эквивалентная весу вышележащих перекрытий и стен нагрузка поддерживалась постоянно. Эти образцы были испытаны на повторяющиеся знакопеременные боковые воздействия.

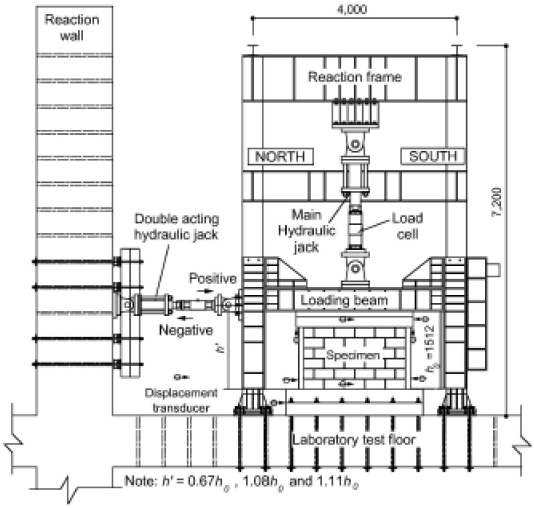


Рис. 4. Испытательная установка, Япония.

Характерные трещины на образцах, представленных на рисунке 5, были сосредоточены вдоль диагоналей, что соответствует результатам полученным другими исследователями, как в рамках динамических так и статических испытаний.

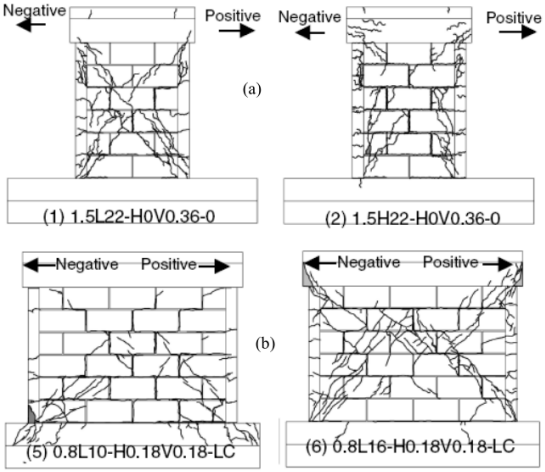


Рис.5. Результаты испытаний, Koji Yoshimura и др. (Япония).
а) Образцы с соотношением сторон (Xo / Lo) 1,51,
б) Образцы с соотношением сторон (Xo / Lo) из 0,84;

Аналогичные испытания проводились в Аргентине под руководством Francisco Zabala. Фрагменты кирпичных стен были испытаны на статические нагружения (рис.6). Вертикальная нагрузка была приложена через жесткие стальные балки с помощью двух вертикальных серво управляемых приводов. Образец, состоял из стеновой панели, заключенный в ж/б каркас На рисунке 7 изображены результаты этих испытаний. [7].

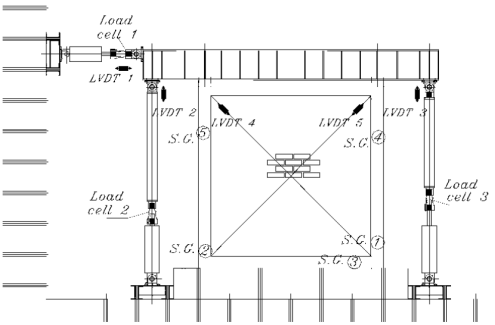


Рис. 6. Общий вид образца и испытательной установки

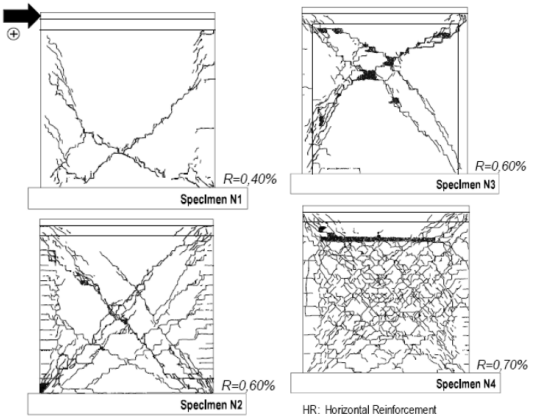


Рис. 7. Результаты испытаний, проведённых в Аргентине.

Цель этих исследований: оценка влияния армирования железобетонного обрамления на несущую способность каркасно-каменных панелей [4].

В направлении исследования сейсмостойкости каркасно-каменных зданий на сегодняшний день было выполнено еще довольно

большое количество работ. Однако все они в той или иной мере повторяют, описанные выше.

В рамках данной статьи не освещены методы испытания с помощью вибромашин, устанавливаемых на покрытие зданий, ввиду ограниченного объема информации по данному вопросу применительно к каркасно-каменным зданиям.

Все описанные выше методы испытаний можно представить в виде таблицы №1. Данная таблица позволяет сделать выбор метода исследований в зависимости от уровня финансирования и материально-технической базы.

Таблица 1. Сводная таблица по выбору метода испытаний

Автор	**Метод испытания**	**Отличительные особенности проведенных испытаний**	**Преимущества**	**Недостатки**
1	**2**	**3**	**4**	**5**
Alcocer S.M., Мексика	Испытания моделей здания на вибростенде	Испытание одно и трехэтажных фрагментов. Сопоставление со статическими испытаниями	Возможность исследовать реакцию здания на запись реального землетрясения	Дорогостоящее оборудование, большие затраты на возведение фрагмента здания
Ашимбаев М.У Казахстан, Золотков А.С. Молдова	Испытания зданий и фрагментов зданий вибро-машиной	-	Возможность исследовать реакцию здания на динамичес-кое воздействие	

Автор	Метод испытания	Отличительные особенности проведенных испытаний	Преимущества	Недостатки
Поляков С.В., Москва Измайлов Ю.В., Кишинев	Испытание модели стены статической нагрузкой	Различные виды материала стенового заполнения учет влияния проемов	Простота реализации, достоверные данные о работе конструкции при совместном действии вертикальных и горизонталь-ных нагрузок	Воздействие от землетрясе-ния заменяется эквивалент-ной статической нагрузкоий
Yoshimura K., Япония	Испытание модели стены статической нагрузкой	Различное соотношение высоты образцов к их длине. Различное армирование		
Zabala F., Аргентина	Испытание кирпичной панели в ж/б каркасе с помощью серво-управляемых приводов	Различные варианты армирования железобетонн ых элементов		

Наиболее простой и легкий в реализации в наших условиях способ испытаний на сейсмические воздействия – это статические испытания на знакопеременные малоцикловые нагрузки. Результат разрушения от статических загружений соответствует результату динамических загружений. Однако, при статических нагрузках не учитывается динамическая работа соединений, и ещё целый ряд свойств конструкции, таких как: частоты и формы собственных колебаний, динамическая жесткость сооружения, декремент затухания.

С другой стороны появляется возможность на каждом этапе загружения определить напряженно-деформированное состояние конструкции.

Выводы

1. Существующие методы испытания каркасно-каменных зданий на сейсмические воздействия делятся на две группы: статические и динамические.

2. Характерные повреждения кирпичной кладки стен, полученные при статических испытаниях аналогичны повреждениям и разрушениям кирпичных стен вызванные землетрясениями и потому можно, с некоторым допущением использовать в изучении поведения зданий как при сейсмических воздействиях.

3. Исходя из проведенного анализа, наиболее рациональным в сложившихся условиях будет проведение испытаний на сейсмические воздействия путем приложения статических знакопеременных малоцикловых нагрузок к моделям стеновых панелей каркасно-каменных зданий.

Список литературы

1. Alcocer S.M., Arias, J.G., Vázquez, A. [2004] "Response assessment of Mexican confined masonry structures through shaking table test,"Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. Paper no 2130

2. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. – 2-е изд. – М.: Высш. школа, 1983. – 304 с.

3. Yoshimura K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Wangdi, R. and Oshikata, A. [2004] "Experimental study on effects of height of lateral forces, column reinforcement and wall reinforcements on seismic behaviour of confined masonry walls," Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, paper no. 1870.

4. Zabala F., Bustos J.L., Masanet, A., Santalucía J. [2004] "Experimental Behaviour of masonry structural walls used in Argentina" Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. Paper no 1093.

5. Измайлов Ю. В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий. Кишинев, 1975,310 с.

УДК 69.059:725/728

АНТИСЕЙСМИЧЕСКИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЙ ПОЯС
ANTI-SEISMIC PREFABRICATED-MONOLITHIC BELT

Думитрюк А.В, инженер, г. Кишинев, Республика Молдова.
Тел.:(+37322) 638153
Dumitryuk A.V, engineer, Chisinau, Republic of Moldova.
Tel.:(+37322) 638153

Аннотация

Стоянову В.В._ Статья посвящена вопросам, связанным с обеспечением сейсмостойкости зданий с устройством сборно-монолитного антисейсмического пояса новой конструкции. Предлагаемый пояс имеет ряд преимуществ перед современными аналогами, позволяет обеспечить совместную работу сборного блока и монолитного сердечника вплоть до разрушения.

Annotation

The article is devoted to issues related to ensuring of a seismic stability of buildings with the device prefabricated–monolithic anti-seismic belt new design. The proposed belt has a number of advantages over modern counterparts, allows to secure collaboration work combined bloc and monolithic core up to destruction.

Введение. Несущие стены и перекрытия здания, при сейсмических нагрузках работают совместно. Для соединения их между собой в каменных, армокаменных и крупноблочных зданиях, используются антисейсмические пояса. Они предусматриваются по капитальным стенам, в уровне перекрытий. В каркасно-каменных зданиях функции поясов выполняют ригели. Антисейсмические пояса, подобно обручам обхватывают стены и перекрытия. Они обеспечивают совместность работы вертикальных стен-диафрагм с горизонтальными дисками перекрытий, способствуют перераспределению усилий между всеми стенами здания.

Антисейсмические пояса повышают пространственную жесткость, устойчивость здания. Несущая способность здания и

эффективность, технологичность строительства, во многом зависит от конструктивного решения поясов.

Обзор. Анализ известных поясов, их достоинства и недостатки. Как известно, без антисейсмических мероприятий и поясов, при ощутимом землетрясении повреждаются и разрушаются, даже одно и двух этажные здания (рис.IV.10 , с.189 [1]) и наоборот, выполненные с соблюдением современных норм многоэтажные здания выдерживают существенные сейсмические нагрузки (рис. IV.22, б), с.208 [1]).

Издавна известны антисейсмические пояса из дерева, в зданиях со стенами из самана.

В настоящее время наиболее распространены железобетонные пояса из сборного, монолитного и сборно-монолитного железобетона, применяемые при строительстве зданий каменной, каркасно-каменной и крупно-блочной конструкции.

Недостатком сборных железобетонных поясов является то, что они не обеспечивают прочный контакт с нижележащей кладкой стены, в каркасно-каменных зданиях 1-го типа и с перекрытием (рис. 1-1, с. 8 [2]).

Вышеуказанного недостатка лишены монолитные пояса, выполненные после возведения стен, в зданиях 2-го типа (рис. 1-2, с. 8 [2]). Однако при их применении необходимо устройство опалубки и двух стадийное бетонирование (до монтажа сборных плит перекрытия и после их монтажа), с технологическими перерывами для твердения бетона.

Последнего недостатка лишены сборно-монолитные пояса. Известно сборно-монолитный антисейсмический пояс, применяемый на практике, по типовому проекту 5-ти этажного жилого дома 102 серии, разработанному институтом «Молдгипрострой» (лист. 22, 35, 36 [3], стр.60 [4]). В указанном поясе не обеспечивается, в полной мере, совместная работа монолитного элемента, выполненного в виде обвязки, расположенной в уровне перекрытия, со сборным блоком. И сборно-монолитного пояса в целом со стеной, так как, не обеспечивается нормируемый контакт не менее 60% опорной площади монолитным бетоном пояса с нижележащей стеной.

Последнего недостатка лишены сборно-монолитные пояса, рекомендуемые нормами Молдовы: РСН-10-87 (рис. 3.2, с. 24 [5]) и NCM F.03.02.-2005 (рис. 8, с.21[6]).

Однако в указанных поясах не обеспечивается в полной мере совместная работа монолитного бетона со сборным блоком, из-за отсутствия шпонок на гладкой контактной поверхности, препятствующих сдвиговым деформациям и отсутствия арматурных выпусков из сборных стенок, препятствующих расслоению бетона по швам контактных поверхностей. Редкое расположение тонких перемычек между стенками сборного блока, также не обеспечивает совместную работу стенок между собой и не обеспечивает жесткость сборного блока, необходимую при транспортных и монтажных нагрузках, особенно при увеличении его длины.

Составление разрезного пояса из коротких простеночных и перемычечных блоков приводит к затратам при монтаже и снижению его несущей способности. Раздельное армирование сборного блока и монолитного сердечника приводит к перерасходу арматурной стали в поясе, к снижению его несущей способности - прочности и трещиностойкости.

Известно, что высокая прочность шва между простенком и поясом, его прижатие к простенку повышает несущую способность простенка и здания в целом, что подтверждается многочисленными экспериментальными исследованиями, в том числе в работах: С. М. Сафаргалиев - ЦНИИСК (Рис.III.36) [1], С. В. Поляков, С. В. Кажаринов (Рис.III.37) [1],
Ю. В. Измайлов (Рис.III-23) [2], Р. Мели (Мексика) [6].

При работе в плоскости стены, в составе стен с простенками, при сейсмическом воздействии антисейсмические пояса наиболее напряжены, испытывают перекос и поворот, работают, как не разрезные балки, воспринимают пролетные и опорные изгибающие моменты, и перерезывающие силы (рис. 1-12) [8], (рис. 4-1) [9].

Цель работы. Разработка высокотехнологичной конструкции антисейсмического пояса, обеспечивающей надежную стыковку, совместную работу стыкуемых элементов, несущих стен и перекрытий при сейсмических нагрузках.

Предлагаемая конструкция пояса. Разработанный антисейсмический пояс из сборно-монолитного железобетона (рис. 1), содержит сборный блок со стенками, соединенными между собой перемычками. При этом, опирание перекрытия осуществляется на опорные стенки сборного блока. В отличии от известных решений сборный блок содержит часто расположенные, приподнятые над основанием перемычки, соединяющие стенки между собой, шпонки в стенках и арматурные выпуски, пронизывающие монолитный сердечник.

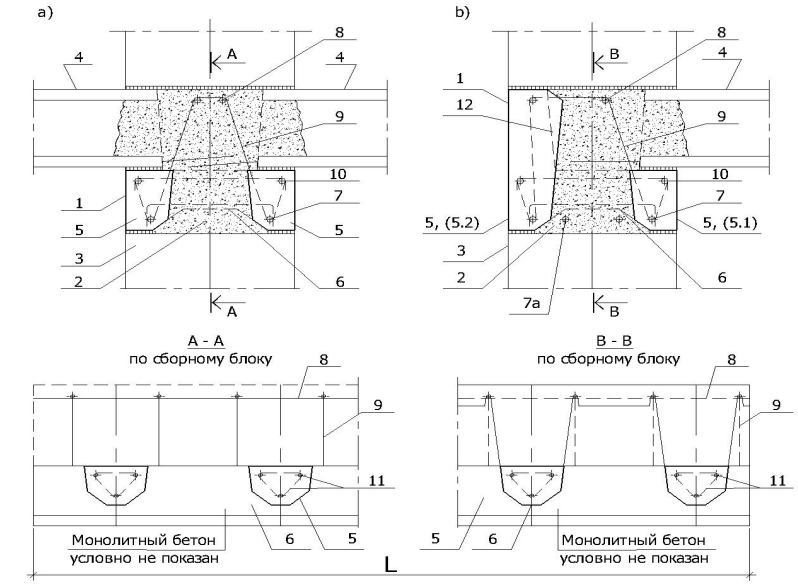


Рис. 1. Антисейсмический сборно-монолитный пояс (ригель):
а) внутренних стен; в) наружных стен здания.

1 - сборный блок; 2 - монолитный сердечник; 3 – стена здания; 4- перекрытие; 5, 5.1, 5.2 – стенки сборного блока; 6 – перемычки блока; 7, 7а, 8 - рабочая арматура; 9 – поперечная арматура; 10, 11 – конструктивная арматура; 12 – шпонки.

Частое расположение перемычек позволяет обеспечить необходимую жесткость сборного блока, при транспортно-монтажных нагрузках, что в свою очередь позволяет выполнить блок длиной на пролет здания (7-8м.). Шпоночные элементы, перемычки и арматурные выпуски обеспечивают надежную совместную работу сборного блока с монолитным сердечником, вплоть до стадии разрушения, что подтверждается экспериментальными испытаниями.

Кроме того предлагаемый сборно-монолитный пояс обеспечивает площадь контакта монолитного бетона со стеной не менее 70-80% опорной площади, что не менее 60% требуемых действующими нормами.

Данное предложение внедрено в строительстве 132-х квартирного жилого дома в г. Кишиневе, позволило сократить сроки строительства до 20%, отказаться от опалубки стенок пояса и технологических перерывов бетонирования, сократить до 15% арматуру, по сравнению с монолитными поясами.

Выводы. Предлагаемая конструкция антисейсмического сборно-монолитного пояса имеет следующие преимущества:

1. Монтаж сборных плит перекрытий, осуществляется на смонтированные поясные блоки, без технологических перерывов, необходимых для твердения бетона, что позволяет сократить сроки строительства до 20%.
2. Замоноличивание сердечника пояса выполняется в одну стадию, прямо с плит перекрытий.
3. Наличие монолитного бетона в конструкции сборно-монолитного пояса позволяет осуществить довольно прочный контакт их с кладкой стен. При этом площадь контакта монолитного бетона со стеной достигает 70-80% опорной площади, при нормативной - 60%.
4. Поперечные перемычки, шпоночные элементы и арматурные выпуски обеспечивают надежную

совместную работу сборного блока с монолитным сердечником, вплоть до стадии разрушения. Что повышает несущую способность сборно-монолитных поясов.

5. Принцип армирования позволяет экономить арматуру до 15%, по сравнению с монолитными поясами.
6. Предложенная конструкция сборно-монолитного пояса соответствует основным требованиям, предъявляемым к антисейсмическим поясам.

Список литературы:

1. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. -2-е изд.-М.: Высшая школа, 1983.-304с., ил.
2. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий. Кишенев: Картя Молдовеняске, 1975.-304с., ил.
3. Каталог сборных железобетонных индустриальных строительных изделий для жилых и общественных зданий со стенами из блоков пильных известняков. Серия 1.000-2М для строительства в Молдавской ССР в районах с сейсмичностью 6, 7 и 8 баллов; Утв. и введ. в действие приказом Госстроя МССР №5, 05.02.1973 -Составлен. ПИ "Молдгипрострой". Кишинев: 1972.-112с.
4. Территориальный каталог типовых строительных конструкций и изделий для жилищно-гражданского
строительства в Молдавской ССР, сборник ТК 7-2.88 том 1. -Разраб. ГПИ "Молдгипрострой". Киев: ЦИТП, 1988.-116с.
5. РСН-10-87. Строительство зданий из блоков пильного известняка в сейсмических районах Молдавской ССР. - Кишинев: Тимпул, 1987. - 44с.
6. NCM F.03.02-2005**.** Проектирование зданий с каменными стенами; Утв. Департаментом строительства и развития территории приказом №47, 19.04.2006 - Кишинэу: Агенство регион. развития Р. Молдова, 2005. -64с.
7. "Effest of repeated loading of materials and stuctures", proc., v. I-VI, RILEM, Mexico, Sept. 1966.
8. Измайлов Ю.В. Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий. Кишенгев: Картя Молдовеняске, 1983.-212с., ил.
9. Методические рекомендации по расчету стен крупноблочных зданий, возводимых в сейсмических районах. Киев: КиевЗНИИЭП, 1984.-38с., ил.

УДК 624.011

БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ СТАЛЬНОГО ПРОФИЛИРОВАННОГО ЛИСТА

BEAM CONSTRUCTIONS ON A BASIS OF A STEEL PROFILED SHEET.

д.т.н. Жаданов В.И., к.т.н. Калинин С.В., студент Чарикова В.В. (Оренбургский государственный университет, Россия)

Dr. Professor Jadanov V.I., Candidate of Technical Sciences Kalinin S.V., student Charikova V.V. (Orenburg State University, Russia)

Приведены результаты опытно-конструкторских разработок и экспериментальных исследований балок коробчатого поперечного сечения с деревянными брусчатыми поясами и со стенкой из стальных профилированных листов. Отмечены их преимущества перед известными аналогами и предложены пути дальнейшего совершенствования, как с точки зрения сокращения расхода материалов, так и упрощения технологии изготовления. Новизна разработок подтверждена патентами Российской Федерации.

In this article there are the results of development and experimental research of box-shaped cross section beams with wooden stacked belts and a wall made of steel profiled sheets. Advantages are noted in comparison with the known analogs, and the ways of further improvement are offered as from the point of view of the reduction of materials consumption, and also from the point of view of the simplification of manufacturing techniques. The innovation in such development is confirmed by patents of the Russian Federation.

Достичь существенного повышения эффективности строительства на современном этапе возможно за счет применения конструкций из разномодульных материалов, таких как сталежелезобетонные, деревобетонные, деревометаллические. Подобный шаг позволяет наилучшим образом использовать положительные свойства каждого из конструкционных материалов. Характерным представителем класса деревометаллических элементов являются балки коробчатого поперечного сечения с деревянными брусчатыми поясами и со стенкой из

стальных профилированных листов. В сравнении с традиционными конструкциями деревометаллические балки явно выигрывают по основным параметрам: стоимость, малая масса, технологичность изготовления. На кафедре «Строительные конструкции» в Оренбургском государственном университете ведутся опытно-конструкторские разработки и исследования таких балок и конструкций на их основе. Универсальная форма балки и особенности конструкции позволяют использовать ее не только как независимый строительный элемент, но и в составе других конструкций, таких как: плиты, арки, колонны. Разработанные конструкции предназначены для перекрытия и покрытия отапливаемых зданий пролетом 6,0-15,0м под расчетную нагрузку до 3,0 кН/м^2 и соответствуют требованиям сводов правил [1, 2]. Приведем конкретные примеры реализации разработанных авторами принципов формообразования балок с деревянными каркасами и стальной стенкой из стандартных профилированных листов.

Деревометаллическая балка пролетом 6,0 - 15,0 метров (рис.1) состоит из верхнего и нижнего поясов из цельной древесины сосны II-ого сорта. Минимальная ширина поясов при прогонном решении 69мм, при применении плит покрытия 119мм (с учетом норм на отстрожку). Между собой пояса соединены вертикальными ребрами жесткости идентичного поперечного сечения. Величина расстояния между ребрами находится в зависимости от характера, места приложения и величины нагрузки. Соединение вертикальных ребер жесткости и поясов выполняется с помощью нагелей из стеклопластика или металла, который крепится на эпоксидный клей в заранее проделанные гнезда как в ребрах, так и в поясах. При этом следует отметить, что диаметр гнезда делается на 1-3 мм больше диаметра нагеля, что обеспечивает клеевую прослойку между древесиной и поверхностью нагеля. Следующим этапом изготовления балки является закрепление, с помощью гвоздевого забоя, двух симметрично расположенных стенок, в качестве которых применены стальные профилированные листы с продольной ориентацией гофров относительно основного каркаса балки. Раскрепление профилированного листа, следуя правилам расстановки гвоздей или нагелей, происходит в местах сопряжения плоской грани гофра и деревянного элемента балки. В зависимости от толщины профилированного листа и применяемого типа соединения гвозди и нагели могут забиваться в заранее просверленные отверстия или путем непосредственной пробивки профилированного листа, создавая тем самым, дополнительное сцепление с древесиной путем образования отгиба листа в местах забивки гвоздей. Деревянный каркас воспринимает и обеспечивает равномерное перераспределение

напряжений возникающих при общем изгибе балки под действием распределенной или сосредоточенных нагрузок. Наряду с этим пространственная конструкция каркаса балки выгодно отличается низкой материалоемкостью и малой массой. При этом стенки из стальных профилированных листов способны воспринимать как касательные, так и нормальные напряжения, участвуя в совместной работе древесины и металла. Толщина и тип гофра определяется из требуемой проч-

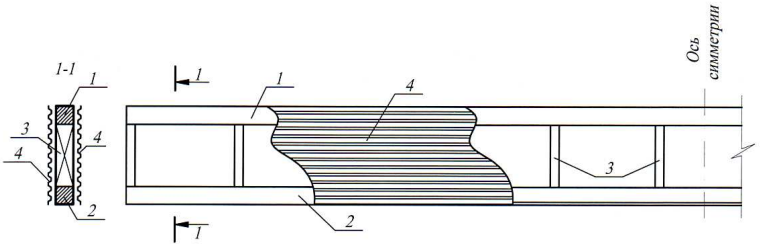


Рисунок 1. Деревометаллическая балка с тонкой профилированной стенкой: 1,2-верхний и нижний пояс; 3-ребра жесткости; 4-стенка из профилированных листов.

ности и жесткости, а также из условия обеспечения устойчивости стенки. Технологичность и простота разработанных конструкций была подтверждена изготовлением опытных образцов, а поведение балки под нагрузкой ее прочность и изгибная жестокость по результатам статических испытаний признана вполне удовлетворительной. Новизна разработок подтверждена патентами РФ на изобретения и полезные модели [3, 4].

Деревометаллические балки могут выступать в роли, как отдельных строительных элементов, так и в качестве основных несущих ребер совмещенных плит с дощатой или фанерной обшивками. Разработанные конструкции плит предназначены для покрытий зданий и сооружений различного назначения пролетом до 15,0 м. Ширина конструкций от 1,2 до 3,0м, поперечное сечение П-образное или в виде двойного Т. Основные ребра плит запроектированы как деревометаллические балки коробчатого поперечного сечения. Одиночные фанерные обшивки вовлечены в совместную с каркасом пространственную работу плиты. Прочность, жесткость и устойчивость обшивки обеспечивают вспомогательные ребра, которые ориентированы вдоль или поперек пролета плиты, причем шаг ребер не превышает 100 толщин фанеры. Дополнительную пространственную жесткость конструкции плиты обеспечивают поперечные диафрагмы жесткости. В качестве

утеплителя используется заливочный пенопласт или жесткие минераловатные плиты [5].

Применение в зданиях и сооружениях крупноразмерных ребристых плит на основе древесины позволяет снизить трудоемкость монтажа, упростить конструктивную схему здания, получить конструкции с максимальной степенью заводской готовности, облегчить здание в целом, в частности фундаменты.

Благодаря простой конструктивной схеме деревометаллические балки могут быть объединены в сквозные плоские или пространственные конструкции типа арок, ферм, перекрестно-балочных систем. На рис. 2 изображена треугольная арка из совмещенных плит с деревометаллическими ребрами, которые работают на сжатие с изгибом, передавая опорный распор на фундаменты. Техническое исполнение узлов сопряжения балок между собой и с фундаментами довольно простое и не вызывает сложностей как в плане расчета так и изготовления, что не может положительным образом сказаться на снижении стоимости конструкции. В зависимости от грузоподъемных механизмов монтаж треугольных арок с использованием деревометаллических балок может вестись как поэлементно, так и блочно.

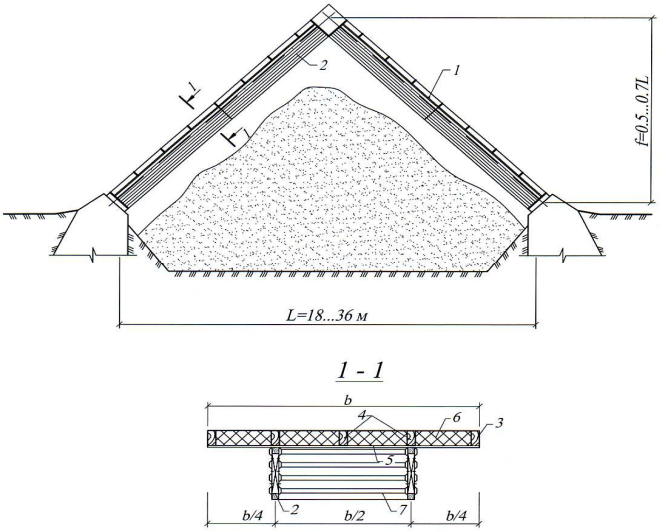


Рисунок 2. Треугольная арка из совмещенных плит с деревометаллическими ребрами: 1-совмещенная клеефанерная плита; 2- основные

ребра; 3- обрамляющие ребра; 4- вспомогательные ребра; 5- обшивка; 6- утеплитель; 7- диафрагма жесткости.

В действующей нормативно-технической литературе [1, 2] отсутствуют рекомендации по расчету балок с тонкой стенкой, включенной в общую работу конструкции. В целях изучения характера напряженно-деформированного состояния и характера деформаций тонкой стенки из стального профилированного листа, а также степени включения ее в совместную работу с деревянным каркасом были проведены испытания деревометаллических балок. Пролет балки составил 3,0м высота 0,34м. Крепление стального листа, с высотой гофра 10мм и толщиной 0,6мм, осуществлялось на гвоздевой забой, как по длине поясов, так и по ребрам жесткости в местах плотного примыкания поверхности гофра к поверхности элементов каркаса.

В ходе испытаний перед авторами стояли следующие задачи: замерить основные деформации конструкции – прогибы балки в середине и в третях пролета, а также осадки опор; определить напряженно-деформированное состояние балки в середине пролета; установить деформации сдвига стального профилированного листа относительно основного каркаса балки.

Испытание конструкции производили поперечной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу в третях пролета с помощью траверсы. В процессе испытаний увеличение прогиба балки было пропорционально росту нагрузки и симметрично середины конструкции. Показания тензорезисторов, размещенных на стенках балки, подтвердили предположение о том что конструкция работает согласно элементарной теории изгиба. Отсутствие деформаций сдвига между стальными профилированными листами и основным деревянным каркасом при проведении кратковременных испытаний позволило считать данное соединение практически неподатливым. Потеря устойчивости стального профилированного листа в опорных отсеках начала происходить до достижения предельных напряжений как в деревянных поясах, так и в стальных профилированных стенках (рис. 3) и характеризовалось дальнейшим увеличением деформаций листа без какого-либо роста нагрузки, что сопровождалось также отрывом стенок от поясов в местах постановки запрессовочных гвоздей.

Испытанная конструкция рассчитана на персональном компьютере по программе «Лира-9.2» и «Scad». Сравнение экспериментальных и теоретических данных исследования деревометаллической балки показали их достаточную сходимость (разность между теоретическими и экспериментальными данными не превышали 14%), что доказывает возможность расчета деревометаллических балок с тонкой

стальной профилированной стенкой, включенной в общую работу конструкции, с помощью таких программ как «Лира» и «Scad».

Рис. 3. Деформация стального профилированного листа в опорных отсеках.

Список литературы

1. *СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. - М.:ФГУП ЦПП, 2011. - 88 с.*
2. *СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. - М.:ФГУП ЦПП, 2011. - 75 с.*
3. *Патент РФ* на изобретение №2276239. Балка. / *П.А. Дмитриев, В.И. Жаданов, С.В. Калинин*. –2006.
4. *Патент РФ* на полезную модель № 54062. Деревянная балка. / *П.А. Дмитриев, В.И. Жаданов, С.В. Калинин*. –2006.
5. *Жаданов В.И. Большеразмерные совмещенные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на их основе (монография) / В.И. Жаданов, Г.И. Гребенюк, П.А. Дмитриев // Оренбург: ИПК ГОУ ОГУ, 2007. – 209 с.*

УДК 004.9:624.01

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ШАБЛОНА «MVVM» ДЛЯ РАЗРАБОТКИ ИНТЕРАКТИВНОГО ПОСОБИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ

THE "MVVM" PATTERN USING FOR THE INTERACTIVE GUIDE DEVELOPMENT ON THE DESIGN OF THE STEEL JOIST PLATFORM

д.т.н., проф. Инжутов И.С. (Сибирский федеральный университет, Россия)
к.п.н., доцент Чарикова И.Н. (Оренбургский государственный университет, Россия)

*Dr. Professor **Inzhutov I.S.** (Siberian Federal University, Russia)*
*Candidate of Pedagogical Sciences, Associate Professor **Charikova I.N.** (Orenburg State University, Russia)*

Аннотация

Рассмотрены особенности математической базы проектирования стальных балок, узлов их сопряжения и монтажных стыков. Предложено интерактивное пособие по автоматизированному расчету стальной балочной площадки. При проектировании архитектуры приложения использован шаблон «Model-View-View-Model» (MVVM).

Summary

This article describes the mathematic base specialties of the steel girder , their node conjugation and assembly butt joint design. The Interactive guides on the automated Calculation of the steel joist platform was offered in this article. The pattern «Model-View-View-Model» (MVVM) was used to design the app architecture.

Проектирование стальной балочной площадки является классическим способом приобретения опыта проектирования в строительстве. При проектировании составных балок, узлов сопряжения балок, монтажных стыков приходится выполнять математическое моделирование практически всех основных видов напряженного состояния элементов и их соединений. Определение оптимальных параметров

стальной балочной площадки в целом и входящих в нее элементов связано с большим количеством вычислений, в процессе которых неоднократно возникает необходимость выбора решений, оптимальность которых не очевидна, возникают ситуации, когда требуется изменять ранее принятые решения, возвращаться при этом назад и проверять расчеты с измененными характеристиками. При выполнении расчетов вручную, значительная часть времени уходит на рутинную вычислительную работу, что не позволяет в полной мере обеспечить творческий характер проектирования [3]. В то же время достаточно эффективная математическая база проектирования стальной балочной площадки позволяет полностью автоматизировать этот процесс.

Интерактивное пособие “Расчет балочной площадки” представляет собой приложение для операционной системы MS Windows, написанное на языке программирования C#.

Пользовательский интерфейс программы представлен в виде мастера, разбивающего весь процесс проектирования на шесть крупных этапов, и каждый этап - на более подробные шаги (рисунок 1).

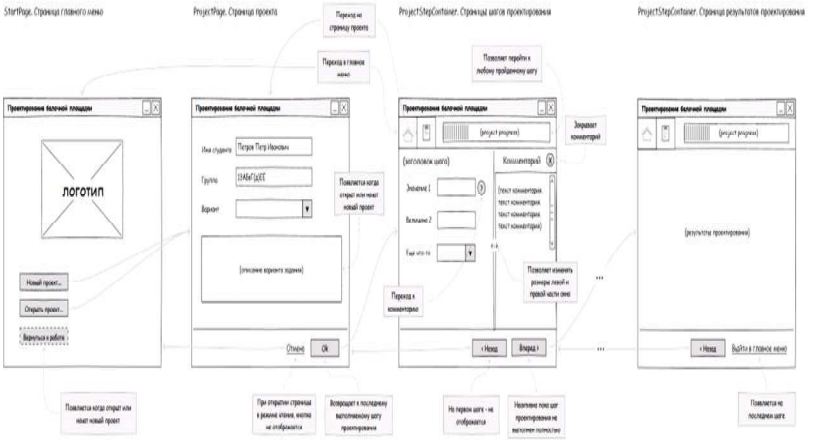


Рисунок 1 – Мастер интерфейса

При каждом новом прохождении цикла проектирования, пользователь создает проект, куда сохраняются все результаты его работы, и который при следующем запуске программы можно будет загрузить и продолжить выполнение задания. Проект сохраняется в файл в xml-формате.

Каждый шаг проектирования отображается диалоговым окном, на котором размещены [1]:

- формулировка задачи на текущий шаг;
- поля для ввода необходимой для расчетов информации;
- кнопки вызова необходимой для текущего шага справочной информации (комментарии, теоретические основы и практические рекомендации к выбору проектных решений);
- поле результатов расчета, которые программа автоматически выводит после правильного заполнения всех необходимых полей ввода информации;
- кнопки перехода к следующему шагу (активная в случае, когда шаг

проектирования пройден верно), кнопка возврата к предыдущему шагу;

- информация о текущем проекте;
- шкала шагов и этапов проектирования, отображающая текущий прогресс выполнения работы и позволяющая вернуться к любому пройденному шагу.

Любой ввод данных, если это необходимо, сопровождается информационным сообщением, отражающим их корректность (рисунок 2).

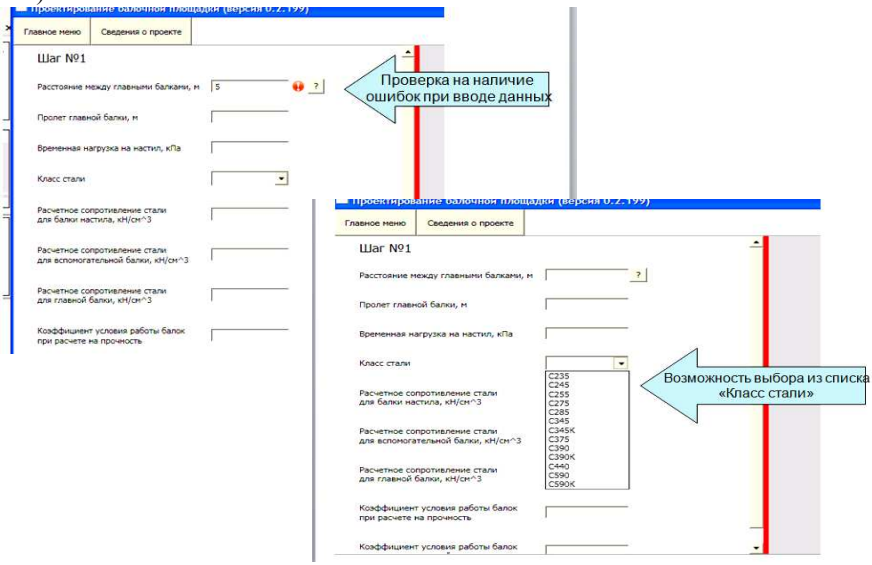


Рисунок 2 - Интерфейс окна «Шаг проектирования»

Популярные шаблоны проектирования упрощали процесс создания пользовательских интерфейсов программ. Например, шаблон модель-представление-презентатор (MVP) была популярна на различных платформах программирования пользовательских интерфейсов. MVP — это разновидность шаблона модель-представление-контроллер. В шаблонах проектирования MVVM изменения в пользовательском интерфейсе не влияют непосредственно на Модель, а предварительно идут через Контроллер (англ. Controller) или Presenter. В таких технологиях как WPF и Silverlight есть концепция «связывания данных», позволяющая связывать данные с визуальными элементами в обе стороны. Следовательно, при использовании этого приема применение модели MVC становится крайне неудобным из-за того, что привязка данных к представлению напрямую не укладывается в концепцию MVC/MVP.

Шаблон **Model-View-View-Model** (MVVM) — применяется при проектировании архитектуры приложения. Первоначально был представлен сообществу Джоном Госсманом (John Gossman) в 2005 году и используется для разделения модели и её представления, что необходимо для изменения их отдельно друг от друга. Например, разработчик задает логику работы с данными, а дизайнер соответственно работает с пользовательским интерфейсом.

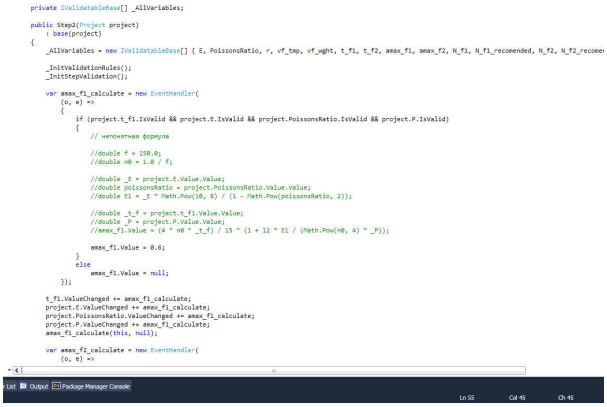


Рисунок 3 - Листинг программы

При проектировании пособия по расчету стальной балочной площадки был использован шаблон **Model-View-View-Model** (MVVM). Данный шаблон делится на три части:

- *Модель* (англ. *Model*), так же, как в классическом шаблоне MVC, модель представляет собой фундаментальные данные, необходимые для работы приложения.
- *Представление* (англ. *View*) — это графический интерфейс, то есть окно, кнопки и.т.п. Представление является подписчиком на событие изменения значений свойств или команд, предоставляемых «Моделью Представления». В случае, если в Модели представления изменилось какое-либо свойство, то она оповещает всех подписчиков об этом, и Представление, в свою очередь, запрашивает обновленное значение свойства из Модели представления. В случае, если пользователь воздействует на какой-либо элемент интерфейса, Представление вызывает соответствующую команду, предоставленную Моделью представления.
- *Модель представления* (англ. *View Model*) является, с одной стороны, абстракцией Представления, а с другой, предоставляет обёртку данных из Модели, которые подлежат связыванию. То есть, она содержит Модель, которая преобразована к Представлению, а также содержит в себе команды, которыми может пользоваться Представление, чтобы влиять на Модель.

Ключевое преимущество использования данного пособия заключается в высококачественной и динамической визуализации систем строительных конструкций и узлов их сопряжений, автоматизации рутинных вычислений и интерактивности, возможности при решении задач проводить вычисления, меняя исходные данные и стратегию проектирования в зависимости от получаемых промежуточных результатов.

Список литературы

1. Колоколов, С.Б. Автоматизированное проектирование балочной площадки / С.Б. Колоколов // Учебное пособие, - Оренбург: ОГУ, 2004. – 119с. – ISBN 5-7410-0492
2. Чарикова, И.Н. Обучение студентов инженерно-строительных специальностей проектной деятельности : автореферат дисертации канд.пед.наук / И.Н.Чарикова. – Оренбург, 2005. – 27 с.
3. Инжутов И.С. Конструкция и результаты численных исследований испытаний стальных балок / И.С. Инжутов, С.В. Деордиев // Изв. ВУЗов. Строительство, 2005 – № 10. – С. 129 – 134.
4. Инжутов И.С. Изучение напряженно-деформированного состояния пространственного структурного деревометаллического блока покрытия / И.С. Инжутов, С.В. Деордиев, В.И. Жаданов // Изв. ВУЗов. Строительство, 2004. – № 8. – С. 12 – 16.

УДК 692:64.01:005.61

ТЕПЛОПОТЕРИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

HEAT LOSSES OF RESIDENTIAL BUILDINGS

Котов Н.А., *к.т.н.* ***Бендерский Е.Б.***, *к.т.н.* ***Никифорова Т.Д.***, *д.т.н., проф.* ***Савицкий Н.В.*** *(ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры»)*
Kotov N.A., *Ph.D.* ***Benderskyi Y.B.***, *Ph.D.* ***Nikiforova T.D.***, *Dr., Prof.* ***Savitskyi N.V.*** *(SHEE Prydniprovs'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture)*

Актуальность. Совершенствование концепции энергоэффективности жилых и гражданских зданий, становится особенно актуальным в связи с постоянным удорожанием энергоносителей. Большое внимание, при новом строительстве, ремонте или реконструкции уже существующего здания, уделяется учету и экономии энергоресурсов, которые в основном, теряются через ограждающие конструкции, в результате неэффективной теплоизоляции и нерациональному использованию уже нагретого вентилируемого воздуха. В данное время около 40% всей вырабатываемой тепловой энергии расходуется на обслуживание существующего жилого фонда[1,5,8].

Одной из основных причин нерационального использования энергоносителей, которые используют для отопления, является несогласованность интегрального показателя удельного теплопотребления и поэлементных показателей, в частности, сопротивления теплопередачи ограждающих конструкций[5].

Другой причиной является малый учет компактности формы сооружения, это площадь ограждающей поверхности здания, деленная на общий объем помещений. Данная величина должна быть максимально малой.

Изложение материала. Для повышения энергоэффективности жилых и гражданских зданий в 2013 году вышло Изменение 1 к ДБН В.2.6-31:2006 [2] в котором было существенно увеличено значение сопротивления теплопередачи ограждающих конструкций.

Для расчета и анализа, удельных теплопотерь и класса по энергоэффективности здания, рассмотрен план здания, в котором изменялся шаг колонн в продольном и поперечном направлении(рис. 1). Технико-экономические показатели типового этажа приведение в табл. 1.

Размеры здания в плане составляют 27х15,5 м. Количество этажей изменялось от четырех до двадцати пяти. Высота этажа изменялась от 2,8 до 3,6м с шагом 0,2 м. В здании также имеется подвальный этаж высотой 1,4 м и чердачный этаж высотой 1,5м.

Таблица 1 Технико-экономические показатели здания

Площадь застройки	419м^2
Площадь этажа	356м^2
Типы квартир на этаже	
2-комнатная	55,0м^2 – 2 кв
3-комнатная	78,0м^2 – 2 кв

В качестве теплоизоляционных ограждающих конструкций, применялись навесные панели двух типов:

- комплексная панель, состоящая из слоя магнезиальных плит; металлического каркаса; пароизоляции (полимерная пленка); утеплителя (минеральная вата); гипсокартон;
- трехслойная бетонная панель, состоящая из внешнего и внутреннего слоя железобетона, а внутренний теплоизоляционный слой принят из полистиролбетона.

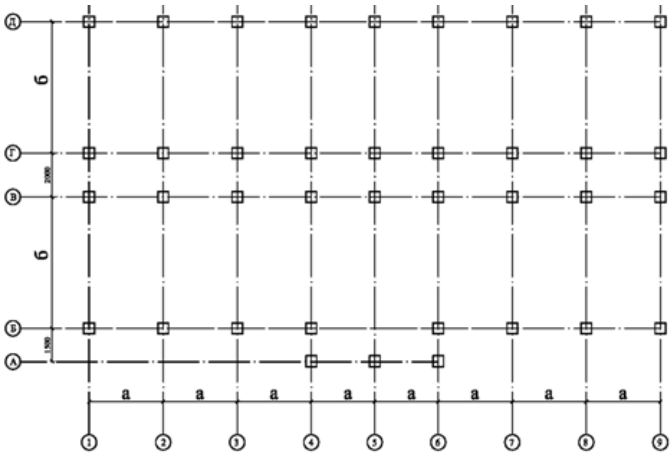


Рисунок 1. Схема сетки колонн

По результатам анализа теплопотерь приведенной рамы были получены полиномиальные зависимости удельного теплопотребления многоэтажных зданий, в зависимости от коэффициента компактности δ, площади остекления, высоты этажа и количества этажей. В качестве примера взят шаг колонн по ряду «а» 4,8 по ряду «б» 4,8, результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2 Зависимость удельного теплопотребления одноэтажных многоэтажных зданий $q_{буд}$, кВт час/м^2 от коэффициента компактности δ высоты этажа и площади остекления

Шаг колонн по ряду «а» 4,8 по ряду «б» 4,8, этажность					
	Площадь остекления				
Высота этажа	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6
2,8	$q_{буд}$=0,1128δ^2+45,718δ+31,955	$q_{буд}$=-0,3967δ^2+46,023δ+32,467	$q_{буд}$=-0,9037δ^2+46,394δ+33,099	$q_{буд}$=-0,4364δ^2+46,043δ+34,055	$q_{буд}$=-0,6513δ^2+46,205δ+35,221
3	$q_{буд}$=-2,7948δ^2+50,93δ+32,353	$q_{буд}$=-1,625δ^2+50,17δ+33,031	$q_{буд}$=-2,2δ^2+50,507δ+33,678	$q_{буд}$=-2,4836δ^2+50,705δ+34,541	$q_{буд}$=-2,2552δ^2+50,563δ+35,755
3,2	$q_{буд}$=-0,5042δ^2+52,778δ+33,28	$q_{буд}$=-1,1989δ^2+53,234δ+33,764	$q_{буд}$=0,2592δ^2+53,348δ+34,591	$q_{буд}$=-0,9313δ^2+53,084δ+35,375	$q_{буд}$=-0,556δ^2+52,805δ+36,617
3,4	$q_{буд}$=1,2839δ^2+54,859δ+34,176	$q_{буд}$=0,7317δ^2+55,155δ+34,696	$q_{буд}$=-0,6866δ^2+56,06δ+35,251	$q_{буд}$=0,2378δ^2+55,461δ+36,239	$q_{буд}$=0,3978δ^2+55,389δ+37,442

3,6	$q_{буд}$=-7,6781δ^2+63,643δ+34,06	$q_{буд}$=-6,051δ^2+62,679δ+34,756	$q_{буд}$=-7,0053δ^2+63,229δ+35,376	$q_{буд}$=-6,6617δ^2+63,035δ+36,298	$q_{буд}$=-8,0991δ^2+63,931δ+37,355

Для расчета и анализа показателя удельных теплопотерь здания изменялась высота этажа с шагом 2,8м; 3м; 3,2м; 3,4м; 3,6м. Площадь окон принималась от 1/10 до 1/6 площади помещения.

В качестве примера приведены графики зависимости удельных теплопотерь в зависимости площади остекления и коэффициента компактности, при высоте этажа 3м (рис.2).

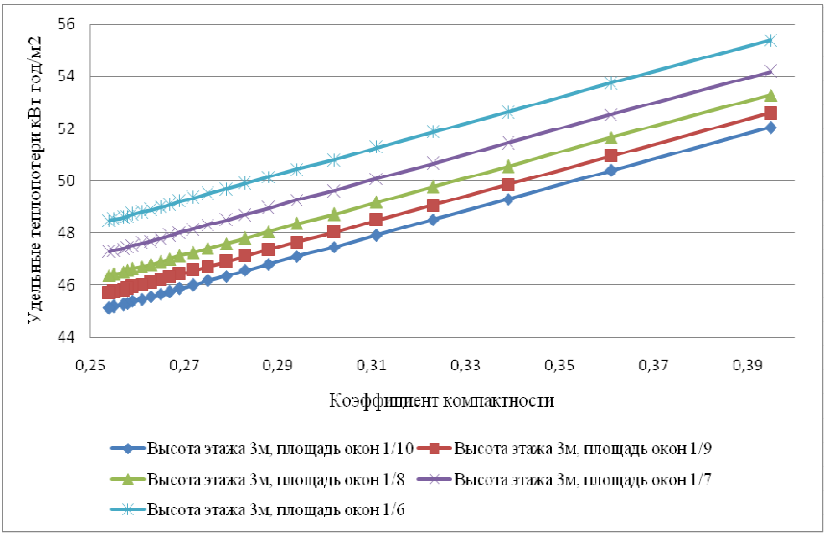


Рисунок 2. Зависимость удельного теплопотребления от коэффициента компактности и площади остекления, при высоте этажа 3м

Как видно из графиков, величина коэффициента компактность должна быть минимальной, чего можно достичь возведением протяженных домов, из двух и более секций ил повышением этажности здания. В этом случае величина удельных теплопотерь будет сокращаться.

Был проведен анализ удельных теплопотерь $q_{буд}$ по элементам здания, результаты приведены в табл.3.

При увеличении этажности зданий от 1 до 4 этажей наибольшая часть удельных теплопотерь приходится на входную дверь чердачное и подвальное перекрытие, от 60,52% (1этаж) до 41,79%(4 этажа).
При дальнейшем увеличении этажности здания большая часть тепла а теряется через стены, от 61,40% (5 этажей) до 80,07%(25 этажей) и окна, от 10,47% до 12,10%, соответственно.

Таблица 3 Доля удельных теплопотерь

Высота этажа 2,8м, площадь окон 1/10					
Этажи	1	5	9	16	25
Наименование	$q_{буд}$	$q_{буд}$	$q_{буд}$	$q_{буд}$	$q_{буд}$
Единицы измерения	кВт*год/м2	кВт*год/м2	кВт*год/м2	кВт*год/м2	кВт*год/м2
Стены %	32,27	61,40	70,23	76,60	80,07
Окна %	7,21	10,47	11,27	11,81	12,10
Дверь %	2,36	0,65	0,38	0,22	0,14
Чердак %	38,90	16,18	10,45	6,48	4,35
Подвал %	19,26	11,30	7,66	4,88	3,33
∑	100	100	100	100	100

Выводы:

1. С использованием модельных представлений выполнен расчет теплопотерь многоэтажных жилых зданий при вариации конструктивных параметров: этажности, высоты этажа, площади остекления и числа секций.
2. Результаты расчетов свидетельствуют, что величина коэффициента компактность должна быть минимальной, чего можно достичь возведением протяженных домов, из двух и более секций ил повышением этажности здания. В этом случае величина удельных теплопотерь будет сокращаться
3. При регламентируемых нормами показателях (минимально допускаемых значениях сопротивления теплопередачи ограждающих конструкций) с увеличением этажности зданий от 1 до 4 этажей наибольшая часть удельных теплопотерь приходится на входную

дверь чердачное и подвальное перекрытие, от 60,52% (1этаж) до 41,79%(4 этажа)

При дальнейшем увеличении этажности здания большая часть тепла а теряется через стены, от 61,40% (5 этажей) до 80,07%(25 этажей) и окна, от 10,47% до 12,10%. Соответственно.

Список источников:

1. Directive 2010/31/EU of the European parliament and of the council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings – [Електронний ресурс] – Official Journal of the European Union – 23 p. – Режим доступу до сайту: http://www.energy.eu/directives/2010-31-EU.pdf
2. Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБНВ.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року – [Чинний з 01.04.2007].- К.: МінбудУкраїни, 2006. – 70 с. – (Державні будівельні норми України).
3. Проектування. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції: ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007 – [Чинний з 01.07.2008].- К.: Мінрегіонбуд України, 2008. - 44 с. – (Державний стандарт України).
4. Основні вимоги до будинків і споруд, економія енергії:ДБН В.1.2-11-2008МінбудУкраїни, 2008.– (Державні будівельні норми України)
5. Коваль Е.А. Энергоэффективность архитектурно-конструктивных систем малоэтажных жилых зданий: Дис. канд. техн. наук: 05.23.01. / Коваль Е.А. – Днепропетровск, 2012. – 152с.
6. Коваль О.О. Енергоефективність малоповерхових будівель в залежності від їх об'ємно-планувальних, архітектурних та конструктивних особливостей/ Коваль О.О., Савицький М.В., Юрченко Є.Л., Ковтун-Горбачова Т.А., Луценко Ю.О // Строительство, материаловедение, машиностроение. Дн-вск: ПГАСА, 2011.- Вип. №58 – С.395-400
7. EN ISO 13790:2008 Energy performance of buildings - Calculation of energy use for space heating and cooling – CEN – 162 p.
8. Iurchenko Ie. ECONOMIC FEASIBILITY OF ENERGY-EFFICIENT AND PASSIVE HOUSE CONSTRUCTION INUKRAINE / Iurchenko Ie.L., Koval O.O., Savytskyi M.V. // Building, materials sciences, mechanic engineering: Collection of scientific papers Issue№68. – Dnipropetrovs'k, PSAES, 2013. - p. 462 - 468

УДК 684.4.04

ДИНАМІЧНА МОДЕЛЬ ВТОМНОГО РУЙНУВАННЯ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ОСНОВІ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС ЦИКЛІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

DYNAMIC MODEL OF FATIGUE FRACTURE COMPOSITE WOOD BASED MATERIALS UNDER CYCLIC

Кульман С.М, *к.т.н. (Науково виробнича фірма «Компанія ІНТЕРДИЗАЙН»)*

Kulman S.M. *(Scientific and Production Company "InterDesign Company")*

Перехресний вплив ефекту термічного розширення та ефекту термопружності у полі зовнішніх силових циклічних навантажень, призводить до виникнення автоколивань динамічної системи, та переводить систему в область стійкого граничного циклу, аттрактора.

Cross-impact effect of thermal expansion and thermoelastic effects in the field of external force cyclic loading, leads to self-oscillation dynamic system, and puts the system in a stable boundary cycle attractor.

Актуальність роботи. Широке використання композиційних матеріалів у різних галузях промисловості, особливо в умовах підвищеного впливу руйнівних факторів, призводить до необхідності дослідження їх характеристик на міцність, для контролю руйнування та прогнозування ресурсу довговічності.

Аналіз останніх досліджень. У работах [1, 2, 3] досліджена тривала міцність композиційних матеріалів на основі деревини під дією постійного термо-механічного навантаження.

Запропонована нелінійна динамічна модель поведінки цих матеріалів під час їх деформації під дією постійного навантаження, може бути покладена в основу методики прогнозування їх довговічності.

У роботах [3, 4] досліджено кінетику, а саме вплив нелінійних ефектів взаємодії внутрішніх факторів на тривалу міцність. Виявлено, що саме присутність перехресних ефектів під час деформування

ламінованої стружкової плити (ЛСП) призводить до накопичення локальних руйнувань, та у кінцевому підсумку до глобального руйнування.

Особливість динамічної системи у вигляді диференціальних рівнянь наведеної у роботі [5] полягає у тому, що вона не враховує теплообмін цієї системи з термостатом, оскільки зміна температури, навантаженого постійною зовнішньою силою тіла, згідно розрахунків за моделлю, склала малу величину, якою можна знехтувати. Температура під час деформації коливалася із амплітудою що не перевищує $\Delta T = 0{,}002\ K$.

Для роботи більшості конструкційних матеріалів характерна періодична зміна напруження та деформації. Оцінки прогнозу їх працездатності, а інколи шляхи підвищення, відрізняються від способів та методів, застосовних для короткочасних, або тривалих статичних навантажень.

Мета дослідження – розробити наукові основи методу контролю руйнування композиційних матеріалів на основі деревини під час пружно-пластичної деформації, що забезпечує прогноз довговічності та підвищення якості продукції.

Методика досліджень базувалася на обліку ролі зв'язаних явищ під час деформування неоднорідних матеріалів. Таким чином, модель реальної картини деформування структурно-неоднорідних матеріалів повинна бути зв'язаною, тобто повинна описуватися рівняннями які містять як прямі, так та зворотні ефекти.

Результати досліджень. Пружність полімерних матеріалів носить нерівноважний характер. Під час циклічного навантаження відбуваються механічні втрати, що викликають тепловиділення у всьому об'ємі зразка, тобто його саморозігрів.

Розігрівання композиту під дією циклічного навантаження можна розглядати як процес конкуренції між впливом температури на теплоприхід у процесі деформації, $Q^{+}(T)$ та тепловідвід у навколишнє середовище $Q^{-}(T)$:

$$\frac{dT}{dt} = Q^{+}(T) - Q^{-}(T) \qquad (1).$$

Враховуючи перехресні впливи ефектів, що прийняті до уваги, отримаємо:

$$Q^{+}(T) = \alpha\,(T - T_0)\,\sigma + \beta\,\varepsilon\,\sigma/2; \qquad (2)$$

$$Q^{-}(T) = \gamma\,(T - T_0); \qquad (3)$$

$$\gamma = hS/V \qquad (4),$$

де γ – коефіцієнт пропорційності, що враховує особливості теплопередачі [5]; h – коефіцієнт теплопередачі; S – площа поверхні

зразка; V – об’єм зразка; T_0 – температура термостата у момент $t = 0$; $\beta = f(c_v, \rho, E_D)$ – коефіцієнт пропорційності, що залежить від питомої теплоємності матеріалу c_v, щільності ρ та динамічного модуля пружності E_D.

Динамічну модель, що описує еволюцію поведінки матеріалу під час циклічного навантаження наведено у вигляді системи диференціальних рівнянь (5).

$$\begin{cases} \dfrac{dT}{dt} = \alpha(T - T_0)\sigma + \beta\dfrac{1}{2}\sigma\varepsilon - \gamma(T - T_0) \\ \dfrac{d\sigma}{dt} = \varepsilon E + \alpha(T - T_0)E - (\sigma - Y) \\ \dfrac{d\varepsilon}{dt} = \alpha(T - T_0) - \dfrac{\sigma - Y}{E} \\ \dfrac{dY}{dt} = \sigma_0 \sin(\omega x) \\ \dfrac{dx}{dt} = \delta \end{cases} \tag{5}$$

Форма циклу навантаження згідно початкових умов показана на Рис. 1. Рішення системи (5) методом Рунге-Кутта четвертого порядку наведено на Рис. 2 у вигляді фазових траєкторій, у режимі безперервного часу, що дозволяє простежити еволюцію системи.

Приймемо в якості об'єкта дослідження ЛСП, виробництва ТОВ «Кроно-Україна». Заводські характеристики матеріалу: модуль пружності E = 2600 МПа, межа міцності на згин $[\sigma]$ = 14 МПа, щільність 700 кг/м^3, α = 0,00006 K^{-1}, β = 100, γ = 0,0015. При початкових умовах: $t = t_0$; $T_0 = 300$ K; $\sigma_0 = 5$ МПа; $\varepsilon_0 = \sigma_0/E$; $\delta = 1$; $\omega = 2$.

Аналіз результатів комп'ютерного моделювання, наведений на Рис. 1, 2, 3 дозволяє виділити ряд особливостей її поведінки. Зокрема, динамічна система (5) описує процес коливання та періодичність зміни внутрішніх напружень, деформацій та температури.

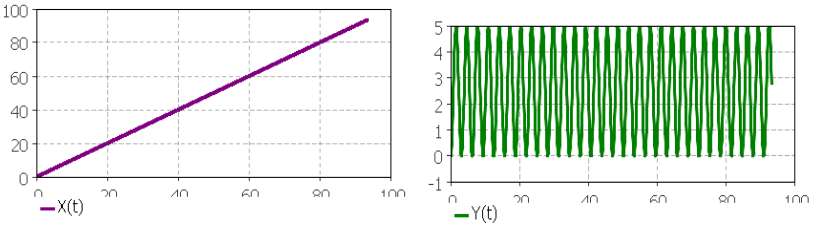


Рис. 1. Зміна параметра $X(t)$ у перших 100 умовних циклів коливань, форма циклічних коливань параметра $Y(t)$ при заданих початкових умовах

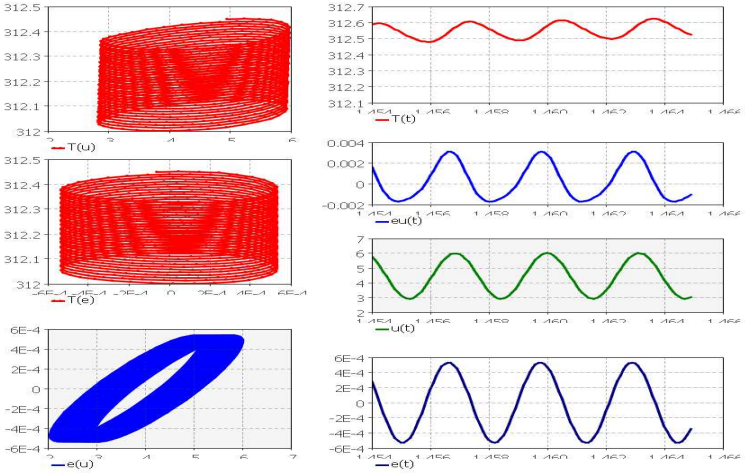


Рис. 2. Фазовий портрет динамічної системи через 1460 умовних циклів (u – напруження; e – деформація; T – температура; eu – робота деформації; фазові діаграми залежності деформації $e(u)$ та локальної температури $T(u)$ у зоні локальної деформації від напруження u)

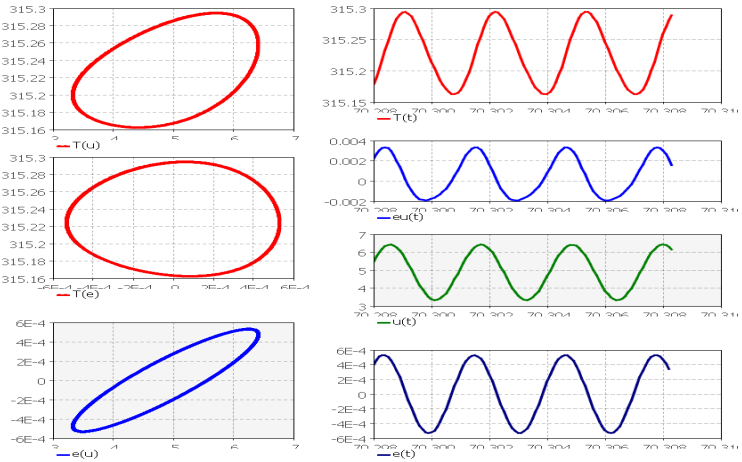


Рис. 3. Фазовий портрет динамічної системи через 10000 умовних циклів коливань, стан граничного стійкого циклу, аттрактора

У початковий момент еволюції, під дією циклічного навантаження температура починає підвищуватися. Швидкість зміни температури при цьому $dT/dt = 0{,}6$ *K/c*, (Рис. 3). Після цього швидкість підвищення температури знижується, та у момент $t = 280$ циклів складає $dT/dt = 0{,}018$ *K/c*, проте її зростання продовжується (Рис. 4). Температура стабілізується приблизно через 1500 циклів.

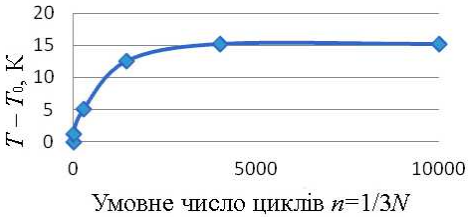


Рис. 4. Підвищення середньої температури залежно від кількості циклів навантаження (динамічна модель)

На Рис. 4 наведено еволюцію динамічної системи, що привела її в область стійкого граничного циклу, аттрактора. У якому величини всіх внутрішніх параметрів, що описують її поведінку змінюються строго циклічно, коливаючись біля своїх середніх величин.

Внаслідок зсуву фаз між напруженням та деформацією, робота пружних сил призводить до дисипації пружної енергії та виробляється

теплота. У цьому стані теплоприхід дорівнює тепловідводу, що дозволяє системі перебувати у стаціонарному стані. При цьому надходження енергії ззовні системи рівняється її витрачанню всередині системи.

Результати натурного експерименту. З метою перевірки динамічної моделі (5) були проведені дослідження на спеціальній установці, що дозволяє проводити циклічні випробування. Матеріали та умови проведення експерименту були аналогічні із комп'ютерним моделюванням. Результати вимірювання середньої температури у найбільш навантаженій зоні зразка ЛСП, що закріплений консольно січенням 50 х 18 мм, довжиною консолі 300 мм, при частоті циклічного навантаження 8,33 Гц та амплітуді коливань 18,47 мм наведено на Рис. 5.

Під час порівняння отриманих у натурному експерименті (Рис. 5) даних із результатами машинного моделювання (Рис. 4) виявлено, що динамічна модель не тільки якісно описує поведінку досліджуваного матеріалу у часі, але достатньо близька до його кількісного опису.

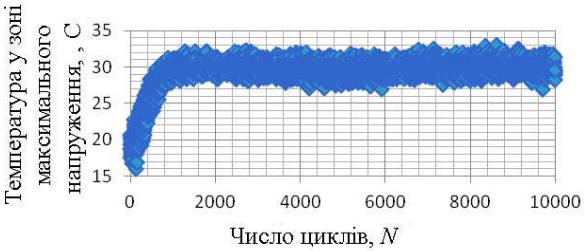


Рис. 5. Підвищення середньої температури залежно від кількості циклів навантаження (натурний експеримент)

Загальний характер поведінки середньої температури приводить до висновку, що для кожного матеріалу існує своя температура його максимального розігрівання, за даних умов навантаження. Ці умови визначаються обмеженим числом параметрів, що управляють, та переводять динамічну систему в область стійкого граничного циклу, аттрактора.

Висновки

1. Перехресний вплив ефекту термічного розширення та ефекту термопружності, у полі зовнішніх силових циклічних навантажень,

призводить до виникнення автоколивань динамічної системи, та переводить систему в область стійкого граничного циклу, аттрактора.

2. Нелінійна динамічна модель втомної деформації та руйнування композиційних матеріалів на основі деревини під час циклічному навантаження, може бути покладена в основу методу контролю руйнування під час пружно-пластичній деформації.

Список літератури

1. Кульман С.М. Нелінійні ефекти деформування і руйнування композиційних матеріалів на основі деревини / Кульман С.М. // Науковий вісник НУБіП України / Серія "Лісівництво та декоративне садівництво. – 2011. – Вип. 164, ч. 1. – С. 250 – 255.

2. Кульман С.М. Нелінійна динаміка деформування та руйнування композиційних матеріалів на основі деревини / Кульман С.М. // Науковий вісник НУБіП України / Серія "Лісівництво та декоративне садівництво. – 2012. – Вип. 171, ч. 2. – С. 200 – 207.

3. Кульман С.М. Кінетика тривалої міцності композиційних матеріалів на основі деревини / С.М. Кульман // Збірник наукових праць Подільського державного аграрно-технічного університету. Спеціальний випуск до VI науково-практичної конференції «Сучасні проблеми збалансованого природокористування». – Кам'янец–Подільский: ПДАТУ, 2011. – С. 196 – 206.

4. Кульман С.М. Нелінійна динамічна модель деформування та руйнування композиційних матеріалів на основі деревини / Кульман С.М. // Науковий вісник НУБіП України / Серія "Лісівництво та декоративне садівництво. – 2013. – Вип. 185, ч. 2. – С. 312 – 319.

5. Петров В.А. Физические основы прогнозирования долговечности конструкционных материалов. / В.А. Петров, А.Я. Башкарев, В.И. Веттергень. – СПб.: Политехникак, 1993. – 475 с.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНЫХ ИСКРИВЛЕНИЙ СЖАТЫХ СТАЛЬНЫХ СТЕРЖНЕЙ ПРИ РАСЧЕТЕ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Купченко Ю.В.
(Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры)

АНОТАЦІЯ: Врахування впливу початкових викривлень стислих сталевих стержнів складеного таврового перерізу з двох кутиків ферм покриттів і перекриттів з гнучкістю елементів $\lambda > 60$ при розрахунку на стійкість.

АННОТАЦИЯ: Учет влияния начальных искривлений сжатых стальных стержней составного таврового сечения из двух уголков ферм покрытий и перекрытий с гибкостью элементов $\lambda > 60$ при расчете на устойчивость.

ANNOTATION: Taking note of initial curvatures of the squeezed steel cores of compound tavrovy section from two corners of farms of coverings and overlappings with flexibility of elements $\lambda > 60$ at calculation on stability.

Ключевые слова: сжатые стальные стержни, начальные искривления, гибкость, коэффициент условия работы, устойчивость.

Особенности действительной работы стали, элементов конструкций и их соединений, имеющие систематический характер, но не отражаемые непосредственно в расчетах, учитываются коэффициентами условий работы.

Установленный в табл. 1.1.1, п. 4 [1] коэффициент условий работы $\gamma_c = 0.8$ введен с целью учета фактических значений начальных искривлений сжатых составных элементов таврового сечения из уголков, в которых в связи с несимметричным расположением швов при приварке прокладок между уголками начальные искривления превышают учитываемые в расчетах.

Таблиця 1.1.1 Коефіцієнти умов роботи

Елементи конструкцій	Коефіцієнти умов роботи γ_c
4. Стиснуті основні елементи (крім опорних), ґратки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0.80

Рис. 1. Фермы с элементами из парных уголков

Расчет на устойчивость центрально-сжатых элементов сплошного сечения выполняется по формуле ([1], п. 1.4.1.3):

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \qquad (1)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого при $\bar{\lambda} \geq 0.4$ необходимо определять по формуле:

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2}(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}). \qquad (2)$$

Значение коэффициента δ находится как:

$$\delta = 9{,}87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \qquad (3)$$

где α и β – коэффициенты, характеризующие начальные искривления и остаточные напряжения.

То есть, коэффициент устойчивости φ определяется в настоящих нормах [1] с учетом того, что в реальных конструкциях существуют начальные искривления стержней, связанные с разными факторами (погибь проката, недостатки изготовления и монтажа), т.е. рассматривается не идеальный центрально-сжатый стержень, а внецентренно-сжатый, имеющий небольшие эксцентриситеты. Но ведь и коэффициент условий работы учитывает это неблагоприятное обстоятельство, которое раньше [2] не отражалось в расчетах прямым путем, а теперь учитывается определением значений коэффициента устойчивости с учетом начальных искривлений сжатого элемента. Это может приводить к определенному запасу устойчивости центрально-сжатых стержней ферм и, в свою очередь, к повышению металлоемкости конструкции.

В приведенной таблице 1 представлены значения коэффициентов устойчивости для различных значений гибкостей центрально-сжатых стальных стержней с расчетным сопротивлением материала 240 *МПа*, определенные по действующим [1] и предшествующим [2] нормам, при этом значение коэффициента условий работы в рассматриваемых нормативных документах одинаково ($\gamma_c = 0.8$).

Согласно результатов, приведенных в таблице 1, использование коэффициента устойчивости, определенного по [1], при расчете на устойчивость центрально-сжатых стержней ферм приводит к запасу устойчивости до 10.9 % за счет повторного учета начальных искривлений стержня, которые уже были учтены коэффициентом условий работы ($\gamma_c = 0.8$).

Таблица 1

λ	$\overline{\lambda}$	φ (ДБН В.2.6 – 163)	φ (СНиП II-23-81*)	Расхождение, %
60	2.05	0.805	0.735	8.7
70	2.39	0.754	0.674	10.6
80	2.73	0.686	0.611	10.9
90	3.07	0.612	0.549	10.3
100	3.41	0.549	0.490	9.6
110	3.75	0.478	0.438	8.4
120	4.1	0.419	0.388	7.4
130	4.44	0.364	0.346	4.9
140	4.78	0.315	0.310	1.6
150	5.12	0.276	0.278	-0.01
160	5.46	0.244	0.251	-2.9
170	5.8	0.218	0.226	-3.7

Вывод: При расчете на устойчивость стержней составного таврового сечения из двух уголков ферм покрытий и перекрытий с гибкостью элементов $\lambda > 60$ влияние начальных искривлений учитывается значениями и коэффициента условий работы $\gamma_c = 0.8$ и коэффициента устойчивости φ. Это приводит к запасу устойчивости сжатых стержней ферм и к повышению металлоемкости конструкции.

Литература

1. ДБН В.2.6 – 163 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу»/ Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 127 с.
2. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования»/ М.: Госстрой СССР, 1991. – 96 с.
3. О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лавріненко, І.Д. Бєлов, В.О. Володимирський «Металеві конструкції»/ 2-е видання. Київ, «Сталь», 2010. – 869 с.

УДК 624.011.2

СОЕДИНЕНИЯ СТАЛЬНОЙ ТОНКОЛИСТОВОЙ ОБШИВКИ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ

CONNECTIONS OF THE STEEL THIN-SHEET COVERING WITH THE WOODEN FRAMEWORK

*Преподаватель **Лисов С.В.**, магистр **Данилов Р.А.**, студент **Молчанов А.С.** (Оренбургский государственный университет),*
*д.т.н. профессор **Гребенюк Г.И.** (Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин);*
*Teacher **Lisov S.V.**, master's degrees **Danilov R.A.**, student **Molchanov A.S.** (Orenburg state university, Russia), doctor of technical sciences, professor **Grebenuk G.I.** (Novosibirsk state architectural and construction university, Russia)*

Аннотация

Обобщён и проанализирован накопленный опыт конструкторских разработок, проведённых отечественными и зарубежными авторами в области соединений деревянных элементов каркаса со стальной тонколистовой обшивкой. Отмечены основные достоинства и недостатки соединений. С учётом критического анализа известных способов соединения разработано новое конструктивное решение соединительного элемента, позволяющего упростить сборку конструкции и повысить надёжность и жёсткость соединения.

Ключевые слова: стальная тонколистовая обшивка, деревянный каркас, деревометаллическая балка, соединительный элемент.

В современных условиях проблема снижения материалоемкости строительных конструкций приобретает особую остроту. Одним из путей экономии материалов в строительстве является разработка и применение конструкций из разномодульных материалов в виде балок, плит покрытий, стеновых панелей, блочных конструкций. Положительный результат от применения подобных конструкций был известен уже в 50-ые годы, когда отечественные и зарубежные строители стали сочетать в одном строительном элементе стальные плоские или профилированные листы и деревянный каркас. Помимо экономии материалов, получаемой в результате включения деревянных каркасов в совместную работу с тонкими стальными листами, существенное снижение стоимости строительства достигается при применении

гидроизоляционного покрытия из стального профнастила за счет исключения кровельных работ, как правило необходимых при использовании традиционных деревянных конструкций.

В настоящее время в России разработкой и исследованием облегченных конструкций, сочетающих в себе разномодульные материалы, занимаются научно-исследовательские институты и высшие учебные заведения, такие как ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, Московский государственный строительный университет, Санкт-Петербургский ГАСУ, Владимирский государственный университет, Новосибирский ГАСУ (Сибстрин), Оренбургский государственный университет, Пензенский ГУАС, Самарский ГАСУ, Сибирский федеральный университет (г. Красноярск), Томский ГАСУ.

Наиболее характерным примером строительного несущего элемента на основе стального профилированного листа и деревянного каркаса можно считать деревометаллическую балку, предложенную в Оренбургском государственном университете (рис. 1). Предложенная конструктивная форма отличается от известных аналогов низкой материалоёмкостью, стоимостью и более полным использованием прочностных свойств каждого из применённых материалов [1, 2], при этом она сохраняет в себе основные достоинства конструкций из мономатериалов.

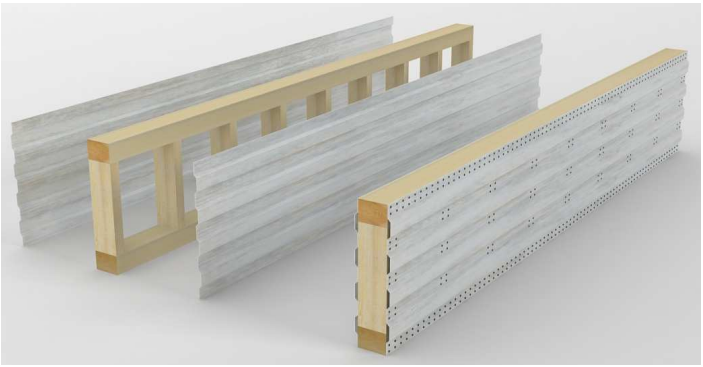
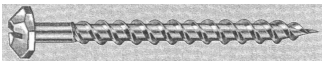
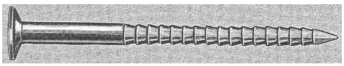
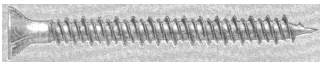
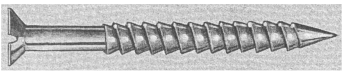


Рисунок 1. Общий вид деревометаллической балки со стенками из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров.

Совместность работы и степень включения в общую работу стальных профилированных листов напрямую зависит от способа их соединения с деревянным каркасом. При выборе типа соединительных элементов необходимо учитывать комплекс условий, в частности,

простоту и трудоёмкость изготовления, производственные возможности изготовителя, наличие методики расчёта и конструирования для рассматриваемого случая, условия эксплуатации конструкции и т.п. Выбор и конструирование узловых соединений элементов пространственных конструкций отражается не только на целостности и надёжности всей системы, но и на конечном коммерческом результате. Ошибки, допущенные при проектировании, могут привести к чрезмерным затратам на изготовление из-за усложнённой сборки конструкций и привести к их неправильной работе. Поэтому столь важно рассматривать выбор узловых соединений комплексно, со всех позиций, уделяя им особое внимание.

Таблица 1 – Типы стальных связей для соединения тонколистовой обшивки с деревянными элементам

1.		6.	
2.		7.	
3.		8.	
4.		9.	
5.		10.	

1-5 – гвоздь строительный по ГОСТ 4028-63; 2 – гвоздь кровельный с широкой шляпкой по ГОСТ 4030-63; 3, 4 - гвозди ершовые (гребенчатые) по DIN 68163; 5, 6 – гвозди винтовые по ТУ 14-4-1161-03; 7 – самонарезающий винт с круглой головкой; 8 – самонарезающий винт с плоской конической головкой; 9 - самонарезающий винт с герметизирующей прокладкой и шайбой по ТУ 67-269-79; 10 – дюбель - гвоздь по ТУ 14-4-1231-83

Эффективное включение тонкой стальной обшивки в общую работу балочной конструкции возможно лишь при надёжном соединении металла и древесины. Такое соединение, как в России, так и за рубежом, чаще всего обеспечивается различного рода гвоздями, самонарезающими винтами, дюбелями-гвоздями (таблица 1). В отечественном строительстве наибольшее применение для рассматриваемого случая нашли гвозди строительные по ГОСТ 4028-63, гвозди кровельные по ГОСТ 4030-63, самонарезающие винты по ТУ 67-269-79 и дюбели-гвозди по ТУ 14-4-1231-83.

Наиболее простым и широко распространённым способом соединения является гвоздевой забой (рис. 2). Следуя правилам расстановки гвоздей, легко обеспечить надёжное сопряжение стальной тонколистовой обшивки с деревянными элементами, в результате чего достигается их совместная работа. Гвозди забивают в массив древесины через тонколистовую обшивку при помощи гвоздебойных пистолетов или молотка, выполняя, при необходимости, предварительную рассверловку отверстий в стальном настиле меньшим диаметром, чем диаметр гвоздя. Количество связей в соединении определяется путем соответствующего расчёта на восприятие сдвигающих усилий.

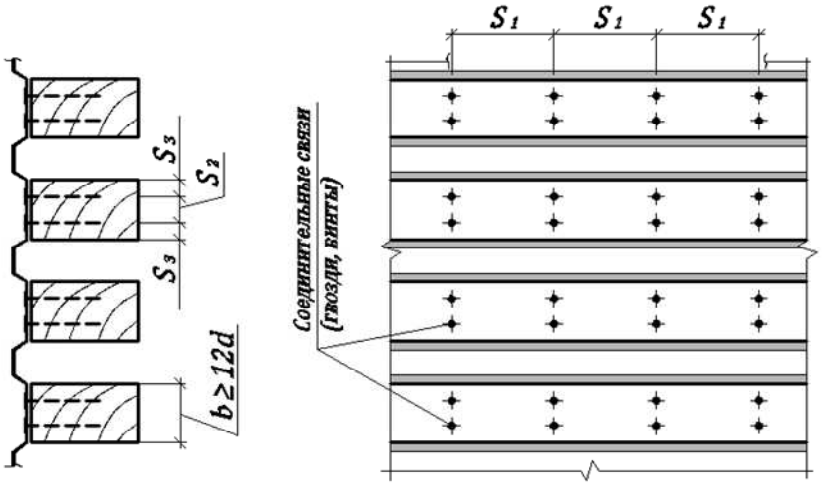


Рисунок 2. Вариант расстановки гвоздей (винтов) в соединении профилированного листа с деревянным каркасом

При этом забитые гвозди должны иметь и достаточную несущую способность на выдергивание, которое может возникнуть в случае

потери устойчивости листа в зоне забивки гвоздя, т.е. при конструировании рассматриваемого типа соединения на гвоздях необходимо искать оптимальное сочетание между диаметром гвоздя и глубиной его внедрения в массив древесины. Заметим, что до настоящего времени в нормативной литературе отсутствуют сведения, необходимые для проектирования рассматриваемых соединений. Указания строительных норм [3] по расчёту гвоздей в соединениях деревянных элементов на металлических накладках здесь не применимы, в частности, из-за малой толщины листов.

Нормативными документами регламентируется расчётная несущая способность самонарезающих винтов в соединениях стальных тонколистовых обшивок с деревянными элементами. Однако, данные о несущей способности и деформативности самонарезающих винтов, используемых для соединения стальных тонколистовых обшивок с элементами деревянных конструкций, в нормативной литературе, к сожалению, отсутствуют. Также отсутствуют и чёткие указания по технологии выполнения таких соединений (величины крутящих моментов при постановке винтов, диаметры отверстий, рассверливаемые под винты и др.). Отметим, что самонарезающие винты в сравнении с гвоздями отличаются существенно большей несущей способностью на выдергивание. С другой стороны, при их применении трудоемкость изготовления конструкции при их применении, в сравнении с гвоздевым сопряжением, увеличивается в 1,2…1,3 раза.

Использование дюбель-гвоздей для выполнения креплений стальной тонколистовой обшивки к деревянным элементам представляется целесообразным из-за простоты и относительно малой трудоёмкости их выполнения. Однако, из-за относительно высокой стоимости патронов, пристрелку дюбелей нельзя признать достаточно дешёвой технологической операцией. В связи с этим авторами предложено оригинальное приспособление для забивки нескольких дюбелей одним выстрелом [4] с рассмотрением вариантов увеличения несущей способности забитых дюбелей, что достигается при помощи объединения дюбелей общей шайбой (рис. 3, 4). Несущая способность при этом повышается за счёт защемления дюбелей в относительно толстых шайбах. Габаритные размеры шайб (и их очертания) определяются количеством дюбелей, требованиями норм в части расстановки гвоздей и типом применённого листа.

Как видно из рисунка 4 б, шайба усиления имеет зубья, выштампованные по её краям при изготовлении, и отверстие в центре диаметром, равным диаметру дюбеля, на который она надевается. При забивке дюбеля зубья шайбы прокалывают металл листа и при восприятии

сдвигающих усилий работают совместно с дюбелем, что и обусловливает увеличение несущей способности соединения.

Отметим, что дюбели по ТУ 14-4-1321-83 изготавливают из высокопрочной стали, за счёт чего их цена значительно превышает цену строительных или кровельных гвоздей за штуку. Также дюбели обладают большой изгибной жёсткостью, которая практически не используется в рассматриваемом типе соединения, так как его разрушение происходит либо от смятия древесины, либо от смятия тонкого металла листа. Забивка дюбелей в древесину ручным способом является достаточно трудоёмким процессом, а в случае их пристрелки при помощи монтажных пистолетов (типа ПЦ-84) со стандартным набором патронов очень трудно контролировать глубину забивки и исключить прорыв листа при выстреле. Кроме этого, из-за относительно высокой стоимости патронов пристрелку дюбелей нельзя признать достаточно дешевой технологической операцией.

Вышеприведённые доводы позволяют констатировать, что применение дюбелей в соединениях профилированного листа с деревянным каркасом целесообразно только в наиболее ответственных зданиях и сооружениях, когда требуется применить конструкции с повышенной жёсткостью. В других случаях предпочтение следует отдавать гвоздям и самонарезающим винтам.

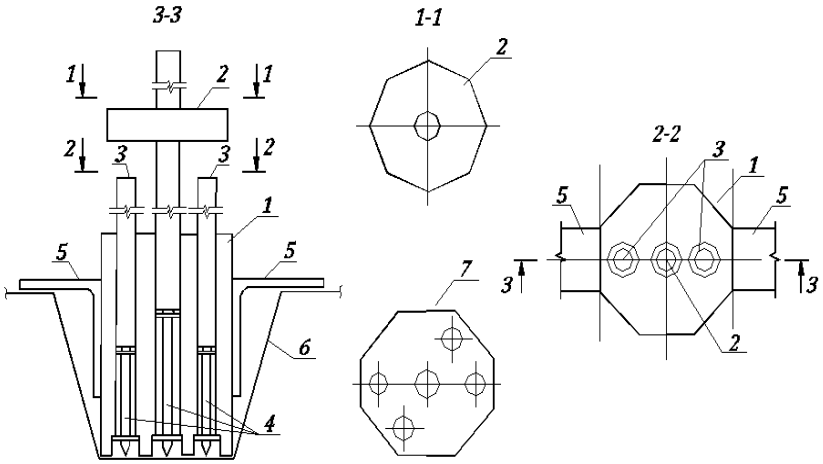


Рисунок 3. Приспособление для забивания нескольких дюбелей монтажным пистолетом при помощи одного выстрела: 1 – корпус; 2 – ударник; 3 – бойки; 4 – дюбели; 5 – фиксирующие уголки; 6 – стальная обшивка; 7 – вариант для забивки 5-ти дюбелей

а) б)

Рисунок 4. Варианты повышения несущей способности дюбелей при помощи общей шайбы (а) или дополнительной зубчатой шайбы (б)

Вышеприведённые доводы позволяют констатировать, что применение дюбелей в соединениях профилированного листа с деревянным каркасом целесообразно только в наиболее ответственных зданиях и сооружениях, когда требуется применить конструкции с повышенной жёсткостью. В других случаях предпочтение следует отдавать гвоздям и самонарезающим винтам.

Рассматривая соединения на гвоздях, самонарезающих винтах и дюбелях, авторами предложены соответствующие формулы, позволяющие определить несущую способность связей как наименьшую величину из трёх условий:

- из условия смятия древесины гнезда (на один условный срез):

$$T_{см.вр.} = K_c 1 d R_{см.вр}, (H), \quad (1)$$

- из условия изгиба связи (на один условный срез):

$$T_{и.вр.} = K_и 1 d^2 \sqrt{R_{см.вр} R_T}, (H), \quad (2)$$

- из условия овализации отверстий в профилированном листе:

$$T_{о.вр.} = K R_{dp} d t \gamma_c \ (H), \quad (3)$$

где: l – расчётная длина связи (гвоздя, винта, дюбеля), см; d – диаметр связи, см; $R_{см}$ – расчётное сопротивление древесины смятию в отверстии, МПа; R_m – расчётное сопротивление стали связи, МПа; R_{dp} – расчётное сопротивление стального профлиста, МПа; K_c, $K_и$, K_d - коэффициенты, определённые экспериментальным путём.

Обратим внимание на простоту предложенных формул, адекватность которых подтверждена экспериментальными методами.

Рассмотренными вариантами соединения стальных профилированных листов с деревянным каркасом не исчерпываются возможности их совершенствования. Например, представляется целесообразным повысить несущую способность гвоздевого соединения за счёт придания гвоздям рациональной формы. Оптимальным для рассматриваемого случая является применение специальных, термически обработанных гвоздей со специальной заточкой острия, рассчитанных на забивку пневматическим или электрическими пистолетами без предварительной рассверловки отверстий в листе. Вариант такого гвоздя показан на рисунке 5а.

Эффективным способом соединения профилированного листа и деревянного каркаса, по мнению авторов, может оказаться применение стальных П-образных скоб (рис. 5б). Конструкция скобы представляет собой стальную полосу, загнутую с двух сторон, причём оба загнутых конца заострены.

Толщина полосы, длина и ширина скобы, а также длина загнутых частей варьируются в зависимости от требуемых условий по несущей способности соединения. Полка скоб, вплотную примыкая к профилированному листу, позволяет снизить вероятность потери устойчивости стенки в области примыкания к сжатому поясу. Изготовление скобы технологически достаточно просто и не требует специального оборудования. Из расчёта подбираются геометрические размеры и толщина листа будущей скобы. Затем полосу пропускают через обычную гильотину и под углом 45° производят рез на требуемом расстоянии.

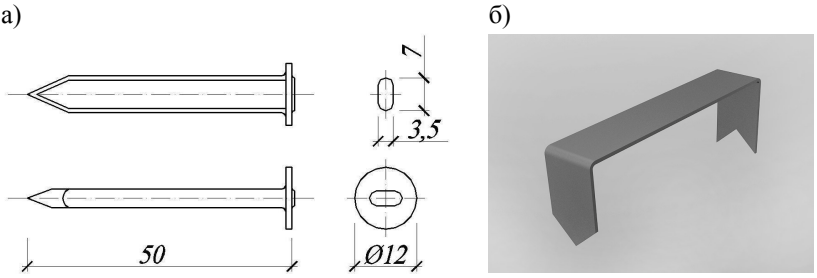


Рисунок 5. Предлагаемые приёмы увеличения несущей способности гвоздей с помощью придания им более рационального поперечного сечения (а) и П-образной формы (б)

Для ускорения процесса можно предусмотреть кондуктор. Далее заготовка отправляется на листогибочный станок, где приобретает требуемую П-образную форму. Процесс производства П-образных скоб и их забивки в массив древесины можно легко автоматизировать, применив принцип канцелярского степлера.

Несомненно, что предлагаемые усовершенствованные способы соединения стального профилированного листа с деревянным каркасом требуют детального экспериментально-теоретического исследования, результатом которого должны быть практические рекомендации по их конструированию и расчету, внедренные в отечественные нормативные документы. Такие исследования в настоящее время проводятся на кафедре строительных конструкций Оренбургского государственного университета.

Выводы. 1. Предлагаемые технические решения конструктивных элементов для соединения профилированного листа с деревянным каркасом, полученные как результат синтеза достоинств и положительных качеств известных способов соединения при одновременном преодолении выявленных недочётов, позволяют:

- упростить сборку конструкции за счёт возможности автоматизации соединения профилированного листа с деревянным каркасом как на стройплощадке так и в условиях их массового заводского производства;

- повысить надёжность соединения в целом за счёт жёсткого крепления соединительного элемента в массиве древесины и включения его плоских участков в общую работу конструкции.

2. Для внедрения предложенных способов соединения стального профилированного листа с деревянным каркасом в практику отечественного и зарубежного строительства необходим комплекс экспериментально-теоретических исследований, направленных на изучение фактического напряженно-деформированного состояния узлов соединения с оценкой их прочности, жесткости и эксплуатационной надежности.

Список литературы:

1. Жаданов В.И., Калинин С.В. Деревометаллические балочные конструкции со стенкой из стального профилированного листа. - Известия вузов. Строительство, 2012, №6. - с. 90-96.

2. Жаданов В.И., Калинин С.В. Экспериментальные исследования деревометаллических балок со стенкой из стального профилированного листа при поперечном изгибе. - Вестник ТГАСУ, 2012, №3. - с. 117-125.

УДК 624.072.2.011.

ИСПЫТАНИЕ КОМПОЗИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛИТЕЛЬНО-ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ

METHODS AND PLANNING FOR THE PILOT STUDY OF COMPOSITE BEAMS

К.т.н., доцент ***Лукин М.В.*** *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Lukin M.V. *(Vladimir State University)*
Лачин А.Н. *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Lachin A.N. *(Vladimir State University)*
Сахарова А.Н. *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Saharova A.N. *(Vladimir State University)*

Испытания проводились численным методом в программном комплексе Lira 9.6 на композитных балках со стандартными размерами поперечного сечения 100х240 мм и длиной 4,8 м. Конструкция и поперечный разрез балки приведены на рис.1.

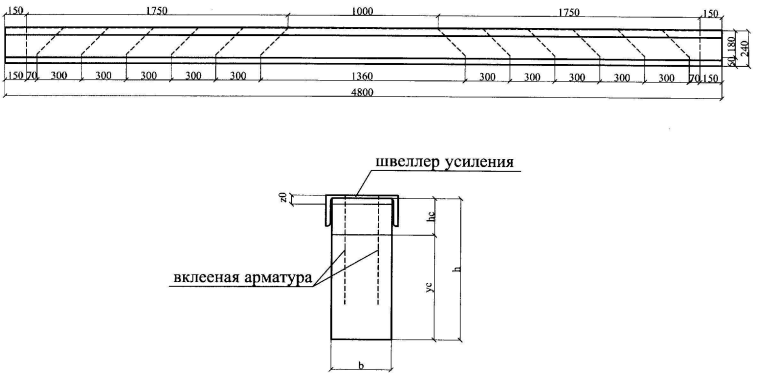


Рис.1. Конструкция и поперечный разрез композитной балки перекрытия.

На сегодняшний момент известно множество вариантов композитных балок. Основными элементами предлагаемой балки являются: древесина, жесткая внешняя арматура в виде швеллера и наклонно вклеенные стержни периодического профиля.

Численный эксперимент выполнен с учетом действительной работы древесины, с использованием диаграммы работы «сжатие – растяжение», полученной при испытании стандартных образцов древесины. Так как в расчеты численным методом вводятся графики действительной работы древесины, учитывающие нелинейность, разномодульность, анизотропию и ползучесть древесины, то точность полученных результатов значительно выше, чем результатов инженерного метода расчета. Численный расчет, выполненный с учетом особенностей свойств древесины, дает возможность более экономичного проектирования и применим для расчета конструкции на всех стадиях работы.

Ползучесть основного материала – древесинs учтена заданием в жесткостные характеристики материала известноq кривой длительного сопротивления древесины (см. рис.2).

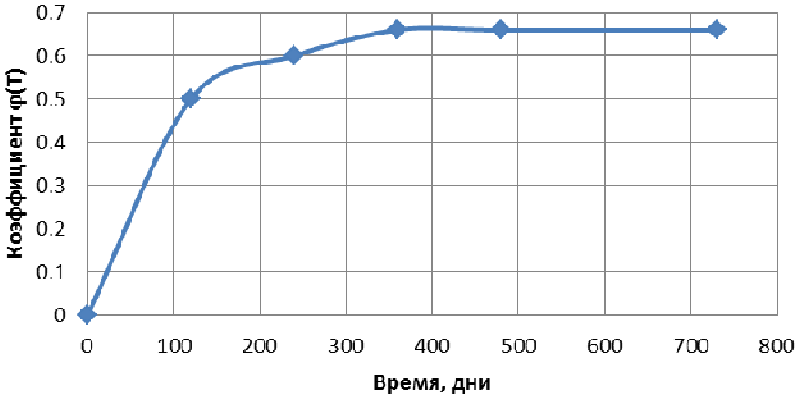


Рис. 2. Кривая длительного сопротивления древесины

По результатам испытания на расчетную нагрузку 7,5 кН/м, при которой напряжения в древесине достигают расчетного сопротивления на изгиб, на рис.3 построена диаграмма растягивающие напряжения – время, на рис.4 – диаграмма сжимающие напряжения – время, на рис.5 – диаграмма деформации – время.

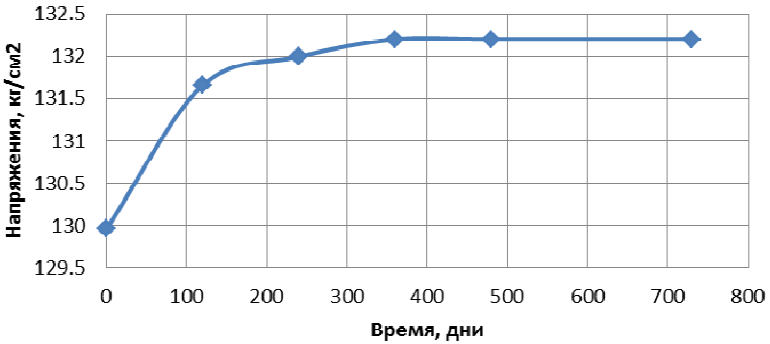


Рис.3. Диаграмма растягивающие напряжения – время

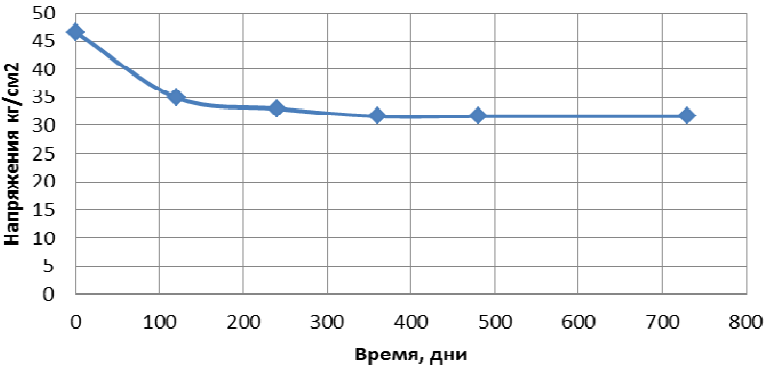


Рис.4. Диаграмма сжимающие напряжения – время

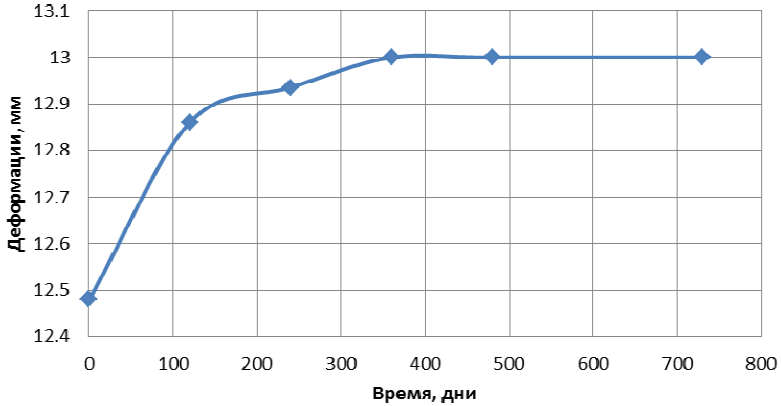


Рис.5. Диаграмма деформации – время

Из анализа диаграмм можно сделать следующие выводы:

С течением времени при постоянной (неизменной) нагрузке:

- деформации в композитной конструкции возрастают, приращение за промежуток времени, равный 360 дней, составляет 0,5 мм (3,8%);
- растягивающие напряжения также возрастают, прирост 2,25 кг/см^2 (1,7%);
- сжимающие напряжения снижаются, уменьшение 14,9 кг/см^2 (32%).

Список литературы:

1. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве [Текст]: учеб. Пособие. - ВлГУ, 2002. – 68 с.
2. СТО 36554501-002-2006 «Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции». Методы проектирования и расчета; ФГУП «НИЦ «Строительство»; - М.; 2006.
3. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. –М.: Стройиздат, 1976, с.32.
4. ЦНИИСК им. Кучеренко. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). –М.: Стройиздат, 1986.
5. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.

УДК 624.07

РЕГУЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЭВМ

REGULATION OF STRESS-STRAIN STATE CONSTRUCTIONS USING PC

к.т.н., доцент ***Марчук Н.И.***
к.т.н., доцент ***Палагушкин В. И.***
Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета г. Красноярска

D.S in Engineering, Assoc. Prof. ***Marchuk N.I.***
D.S.in Engineering, Assoc. Prof. ***Palaguskin V. I.*** .

Рассматривается регулирование напряженно-деформированного состояния конструкций при действии статических нагрузок.

Задачи регулирования являются разновидностью вариационной и оптимизационной задач. Одна из возможных постановок задач регулирования: "загнать" проектные параметры в допустимый "коридор" путем подбора значений управляемых параметров.

Для решения задач регулирования НДС конструкций используется разработанная компьютерная программа, соединяющая методологию и алгоритм решения задач регулирования с универсальным программным комплексом расчета конструкций SCAD (при этом могут быть использованы и другие программные комплексы, например, LIRA, COSMOS, ANSYS, NASTRAN). Данные программные комплексы обладают огромным потенциалом для задач расчёта конструкций. Синтез этих комплексов с методологией решения задач регулирования конструкций позволяет использовать их расчетные возможности для регулирования НДС различных сооружений и конструкций.

Основные положения

Пусть $r_1, r_2, \ldots, r_k$ – параметры, с помощью которых можно регулировать НДС конструкции (регуляторы), $S_1, S_2, \ldots, S_k$ – характеристики НДС (усилия, перемещения, напряжения), зависящие от $r_1, r_2, \ldots r_k$.

Для линейных задач регулирования (имеется в виду линейная зависимость НДС конструкций от параметров регулирования), используя принцип суперпозиции и прием расчетов на единичные воздействия регуляторов с целью получения функций их влияния на НДС конструкций, характеристики НДС можно выразить через параметры регулирования следующим образом [1]:

$$\begin{cases} S_1 = a_{11} \cdot r_1 + a_{12} \cdot r_2 + ... + a_{1k} + b_1 \\ S_2 = a_{21} \cdot r_1 + a_{22} \cdot r_2 + ... + a_{2k} + b_2 \\ ..... \\ S_{n1} = a_{n1} \cdot r_1 + a_{n2} \cdot r_2 + ... + a_{nk} + b_n \end{cases}, \quad (1)$$

где a_{ij} и b_i $(i = 1,2,...,n); \quad j = 1,2,...,k)$ – коэффициенты, определяемые свойствами конструкции и постановкой задачи регулирования; a_{ij} - представляет собой величину характеристики S_i, возникающую от действия регулятора $r_j = 1$ при нулевых значениях других параметров регулирования и внешней нагрузки соответственно; b_i = S_i при всех $r_i = 0$ $(i = 1,2,...,n)$.

Рассмотрим случай, когда число условий регулирования равно количеству параметров регулирования. При этом условия регулирования запишутся в виде алгебраических уравнений:

$$\begin{cases} C_{11} \cdot S_1 + C_{12} \cdot S_2 + ... + C_{1n} \cdot S_{1n} + d = 0 \\ C_{21} \cdot S_1 + C_{22} \cdot S_2 + ... + C_{2n} \cdot S_{1n} + d = 0 \\ ..... \\ C_{n1} \cdot S_1 + C_{n2} \cdot S_2 + ... + C_{nn} \cdot S_{1n} + d = 0 \end{cases}. \quad (2)$$

Здесь $C_{\alpha\beta}$ и $d_\beta(\alpha, \beta = 1,2,...,n)$ – коэффициенты условий (критерия) регулирования, назначаемые проектировщиком.

Подставив выражения (1) в уравнения (2), получим условия регулирования, выраженные через регуляторы:

$$\begin{cases} q_{11} \cdot r_1 + q_{12} \cdot r_2 + ... + q_{1n} \cdot r_n + h_1 = 0 \\ q_{21} \cdot r_1 + q_{22} \cdot r_2 + ... + q_{nn} \cdot r_n + h_2 = 0 \\ ..... \\ q_{n1} \cdot r_1 + q_{n2} \cdot r_2 + ... + q_{nn} \cdot r_n + h_n = 0 \end{cases}, \quad (3)$$

где $q_{ij} = C_{ij} \cdot a_{ij}$, $h_i = C_{ij} \cdot b_i + d_i$.

Алгоритм и программа регулирования НДС плоских стержневых систем

Алгоритм регулирования НДС конструкций основывается на общей схеме решения задач регулирования. На его основе разработана программа, работающая в режиме диалога пользователя с ПЭВМ.

Вначале пользователь готовит исходные данные и выполняет предварительный расчет рассматриваемой конструкции на заданную нагрузку при нулевых значениях параметров регулирования по программному комплексу SCAD. При этом формируется файл результатов грузового состояния системы, сохраняемый на жестком диске.

Анализируя полученное решение на экране дисплея (или по распечатке с принтера), пользователь ставит задачу регулирования НДС конструкции: выбирает характеристики НДС, подлежащие изменению (в качестве последних могут быть приняты величины изгибающих моментов, продольных сил или перемещений); задает условия (критерии) регулирования в виде условий выравнивания, или уменьшения экстремальных значений характеристик НДС в расчетных сечениях; выбирает способ и средства регулирования – набор параметров регулирования (регуляторов).

В программе реализованы такие способы регулирования, как предварительное напряжение отдельных элементов конструкции, осадка опор и комбинация данных способов.

Выбрав из поля НДС нужные характеристики $S_1, S_2, \ldots, S_n$, получают $b_1, b_2, \ldots, b_n$ для (1).

После постановки задачи регулирования выполняется расчет конструкции на единичные воздействия регуляторов по программному комплексу SCAD, с автоматическим формированием файлов результатов единичных состояний, на основе которых определяются значения коэффициентов a_{ij}.

По заданным пользователем попарно номерам сечений конструкции, в которых должны выполняться условия регулирования, программа формирует и решает систему уравнений регулирования (3). В результате получаются значения параметров регулирования r_1 , r_2 , r_k, отвечающих поставленной задаче.

Затем пользователь выполняет очередной расчет конструкции с найденными параметрами регулирования (на совместное действие внешней нагрузки и значений регуляторов).

После расчета выполняется проверка конструкции и отдельных ее элементов на прочность, жесткость и устойчивость. Если эти условия не выполняются, то необходимо изменить входные параметры этих элементов и повторить расчет.

Используя разработанную программу, решен ряд задач регулирования усилий в стержневых системах (неразрезных и шпренгельных балках, пространственных рамах, вантовых конструкциях и др.). В качестве иллюстрирующего примера рассмотрим решение задачи регулирования комбинированной (вантовой) системы, загруженной, равномерно распределенной нагрузкой q = 1.5 т/м (рис.1).

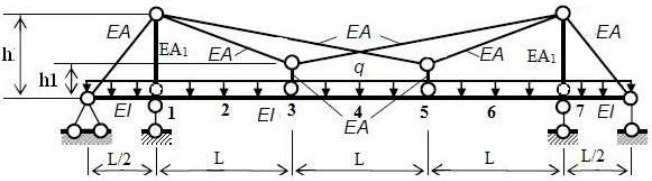


Рис.1

Исходные данные: L=24м, h=16м, h_1=6м; балка EJ =110333 т·м^2, EA =1324000 т; ванты и оттяжки EA =164850 т, подвесные элементы EA =59346 т, пилон EA_1 =331000 т.

Требуется уменьшить напряжения в вантовой балке за счет выравнивания моментов в опасных сечениях.

Как видно из результатов предварительного расчета, выполненного по программе SCAD в виде эпюр изгибающих моментов, т·м (рис. 2), опасными сечениями в балке являются точки 1, 4. Наибольший момент возникает в сечении 1. Для выравнивания моментов в опасных сечениях (с учетом симметрии системы) составим следующие условия регулирования:

$$M_1 - M_3 = 0, \qquad M_3 + M_4 = 0$$

Чтобы выполнить эти условия выберем следующие регуляторы: *Рег*1, представляющий собой усилия предварительного напряжения оттяжек вант и *Рег*2 - одновременное вертикальное смещение опор 1,7 вантовой системы. Из условия симметрии системы силы натяжения

обеих оттяжек одинаковы, поэтому они представляют собой один и тот же регулятор.

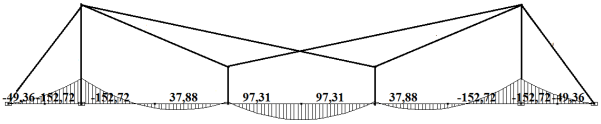


Рис.2

Решив задачу регулирования, получим значения регуляторов:

$Рег1$ =31.6 т, $Рег2 = \Delta_1 = -58,7 мм$.

Окончательная эпюра изгибающих моментов, соответствующая совместному действию внешней нагрузки и найденных регуляторов показана на рис. 3.

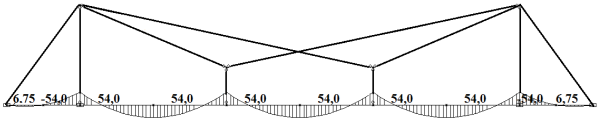


Рис.3

В результате выполненного регулирования моменты в опасных сечениях стали одинаковыми, при этом величина максимального момента уменьшилась почти в 3 раза.

Проверка балки показала ее достаточную прочность и жесткость.

В целом, полученные результаты регулирования конструкций показали, что разработанная программа является эффективным инструментом для решения задач регулирования различного типа конструкций.

Литература

1. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление строительными конструкциями: уч. пособие с грифом УМО / Под ред. проф. Абовского Н.П. / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский [и др.]. 3 изд. перер. и доп. Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2008.- 407 с.

АНАЛИЗ ЖИВУЧЕСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОТЕРЕ УСТОЙЧИВОСТИ

М.В. Моргунов, С.Г. Парфенов *Брянская государственная инженерно-технологическая академия*

Важность развития исследований живучести конструктивных систем зданий и сооружений подчеркивает Федеральный закон 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», согласно которому, при повышенном уровне ответственности здания или сооружения, должен производиться расчет на отказ при выключении одного из элементов системы, т.е. расчет на живучесть при отказе одного или нескольких ключевых элементов сооружения от внезапного запроектного воздействия.

При оценки живучести рамных систем, от запроектных воздействий приняты следующие рабочие гипотезы:

- разрушение конструктивной системы определяется таким набором сечений, в частности пластических шарниров, которые превращают конструкцию в кинематически изменяемую систему.
- локальная схема разрушения – при образовании минимально возможного числа пластических шарниров (простейших схем разрушения), охватывающая ограниченную часть элементов системы.
- прогрессирующее разрушение конструктивной системы возникает, если минимально возможное число пластических шарниров охватывает большинство элементов системы.
- признаком окончания решения будет образование геометрически изменяемой системы после выключения очередной связи;
- расчет останавливается при достижении P_λ критической силы $(n-1)^d$ системы с учетом динамического эффекта от запроектного воздействия.

В алгоритме рассматриваются различные варианты изменения силовых потоков конструктивной системы, вследствие внезапных отказов ключевых элементов при потере их устойчивости, а также учитываются динамические догружения, вызванные внезапным изменением структуры конструктивной системы. Для каждого

варианта изменения силового потока выполняется данный расчет, и определяется соотношение критической нагрузки исходной системы (n-система) и системы с выключенным элементом с учетом динамического эффекта ($(n-1)^d$ –система). Исследуется, как будет происходить процесс потери устойчивости элементов – пассивно или активно, предложенный в работе [1], а также последовательность и количество образования пластических шарниров в работе [2] с помощью специальных критериев: работы A_i и обобщенного параметра λ.

В результате составляется двумерный массив вероятностного изменения силового потока D: каждая строчка показывает возможное запроектное воздействие на систему; первый столбец – соотношение критических сил исходной и $(n-1)^d$ – системы; каждый последующий – порядок образования пластических шарниров и тип бифуркации.

$$D = \begin{bmatrix} \dfrac{P^{n}_{cr}}{P^{(n-1)^d}_{cr1}} & \pm 0 & \pm 2 & \ldots & \pm 1 \\ \ldots & & & & \ldots \\ \ldots & & & & \ldots \\ \ldots & & & & \ldots \\ \dfrac{P^{n}_{cr}}{P^{(n-1)^d}_{crk}} & \pm 1 & \pm 2 & \ldots & m \end{bmatrix}$$

где k – количество вариантов возможных запроектных воздействий;

m – количество опасных сечений;

1,2 … – последовательность образования пластических шарниров;

$\pm$ - определяет характер потери устойчивости;

\+ - активно;

\- - пассивно.

В дальнейшем матрица D используется для нахождения такого параметра λ_m [3], при котором внезапный отказ «слабого звена» приводит к отказу одного или большего количества элементов конструктивной системы.

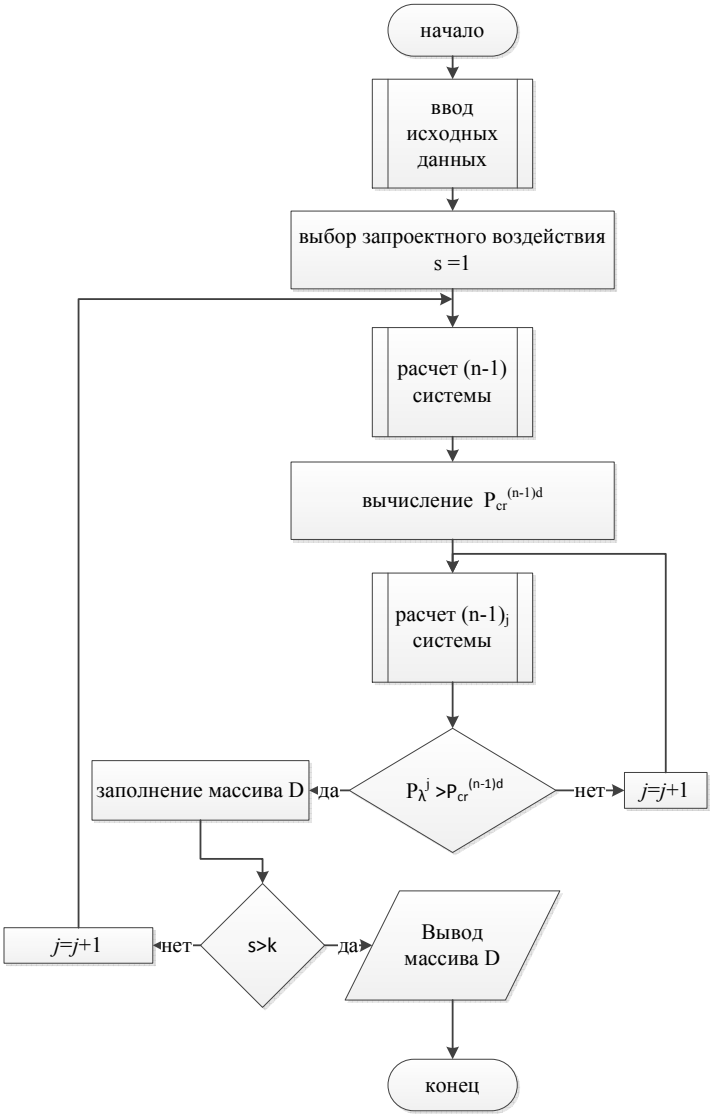


Рис. 1 Укрупненная блок-схема расчета живучести рамно-стержневой системы при потере устойчивости

Описанный алгоритм расчета живучести конструкций при внезапной потере устойчивости отдельных элементов, вызванной эволюционным накоплением средовых повреждений, представлен в виде укрупненной блок-схемы на рисунке 1.

Разработанный алгоритм позволяет вести расчет живучести рамно-стержневых систем при запроектных воздействиях связанных с внезапной потерей устойчивости одного из ключевых элементов системы.

Библиографический список

1. Бондаренко, В.М. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева. // Вестник отделения строительных наук: РААСН,2007.-Вып.11.-С.81-86

2. Колчунов, В.И. К оценке живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельных элементов. / Колчунов В. И., Прасолов Н. О. Моргунов М.В. // Строительная механика инженерных конструкций №4 2007 С. 40-44.

3. Колчунов, В.И. К вопросу алгоритмизации задачи расчета живучести железобетонных конструкций при потере устойчивости. / Колчунов В.И., Моргунов М.В., Кожаринова Л.В., Прасолов Н.О. // Промышленное и гражданское строительство № 12 2012 С. 77-79.

УДК 624.011

К ВОПРОСУ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ВЫДЕРГИВАНИЮ ВИНТА ПОД УГЛОМ 90^0 К НАПРАВЛЕНИЮ ВОЛОКОН ДРЕВЕСИНЫ

ON THE ISSUE OF METHODS TO DETERMINE THE DESIGN RESISTANCE FOR SCREW PULLING PERPENDICULAR TO THE GRAIN

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

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

Аннотация

Выполнены численные исследования напряженного состояния древесины в зоне анкеровки винта, работающего на выдергивание поперек волокон. Приводятся рекомендации по назначению параметров образцов и длины анкеровки винта при определении расчетного сопротивления выдергиванию под углом 90^0 к направлению волокон древесины.

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

Summary

Numerical study of the stress state of wood at the screw anchorage zone are realised when screw pulling perpendicular to the grain. Recommendations for appointment of specimen dimensions and the screw anchorage length in determining the design resistance for screw pulling perpendicular to the grain are made.

Keywords: screw, wood, stress, strength, force, resistance, anisotropy.

В настоящее время для соединения элементов деревянных конструкций в странах СНГ и за рубежом очень широко используют такие

механические связи, как винты. Следует отметить, что номенклатура таких связей довольно разнообразна. Используемые в соединениях элементов деревянных конструкций винты могут отличаться не только диаметром и длиной заделки, но и шагом резьбы, и материалом самого винта. Чаще всего винты изготавливают из углеродистых сталей с последующим нанесением цинкового покрытия. В зданиях и сооружениях с агрессивной средой используют винты, изготовленные из нержавеющей стали. Нормативное сопротивление сталей для винтов при их растяжении не должно быть не менее 500 МПа.

В соединениях элементов деревянных конструкций винты могут работать как растянутые или сжатые связи, как нагели или воспринимать совместное действие осевых и сдвигающих усилий. Что же касается проектирования таких соединений, существующая нормативная база [1, 2] не в полной мере позволяет использовать такие механические связи в практике строительства. Следует отметить, что приведенная в [1, 2] методика расчета применима для винтов, работающих на растяжение (выдергивание) поперек волокон древесины, изготовленных в соответствии с требованиями [3, 4]. Что же касается современных винтов, отличающихся по своим параметрам от требований [3,4], то для их использования в соединениях элементов деревянных конструкций должна быть разработана методика, учитывающая особенности работы. Поэтому использование методики, изложенной в [1, 2], для оценки несущей способности винта является некорректным, поскольку зависит от высоты, шага и угла наклона резьбы по отношению к продольной оси винта.

Согласно [1,2] несущая способность на выдергивание одного винта, завинченного в древесину поперек волокон, определяется по формуле

$$T_{в.ш} = R_{в.ш} \cdot \pi \cdot d \cdot l_1, \qquad (1)$$

где $R_{в.ш}$ – расчетное сопротивление выдергиванию винта на единицу поверхности соприкосновения нарезанной части винта с древесиной, которое принимается для воздушно-сухой древесины равным 1 МПа, а согласно [5] – 2 МПа;

d – наружный диаметр нарезной части винта;

l_1 – длина нарезной части винта, сопротивляющаяся выдергиванию (длина анкеровки).

Определяемая по формуле (1) несущая способность винта базируется на предположении равномерного распределения всех компонент напряжений, возникающих в древесине, расположенной у контактных площадок при его выдергивании. Общеизвестно, что распределение напряжений в древесине по длине вклеенного поперек волокон

стального стержня при его выдергивании имеет неравномерный характер, а при увеличении длины анкеровки эта неравномерность возрастает. Что же касается винтов, завинченных в древесину поперек волокон, где при их выдергивании контакт осуществляется лишь по поверхностям резьбы винта и древесины, распределение напряжений в древесине будет иметь сложный характер не только по длине винта, но и по его окружности. Поэтому, принятое в [1,2] предположение о равномерности распределения напряжений в древесине по длине винта при его выдергивании поперек волокон является не вполне обоснованным.

Целью настоящих исследований являлось обоснование размеров и формы образцов при определении расчетного сопротивления выдергиванию винта завинченного поперек волокон древесины. Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

– определение напряженно-деформированного состояния древесины в окрестности винта, завинченного поперек волокон, работающего на выдергивание в зависимости от его диаметра и шага резьбы;

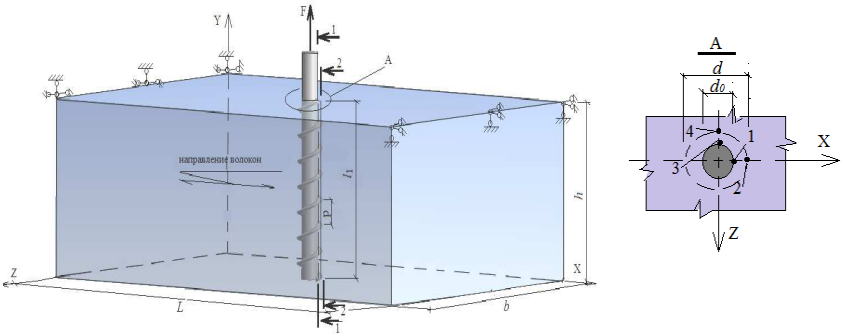
– обоснование длины анкеровки винта, завинченного поперек волокон, при определении сопротивления выдергиванию.

Для определения напряженно-деформированного состояния древесины в окрестности винта, была решена контактная задача в объемной постановке с использованием программного комплекса ANSYS. Всего было рассмотрено две серии образцов (рис. 1): образцы с длиной анкеровки винтов на всю высоту сечения (l_1=h) и образцы с длиной анкеровки винтов на части высоты сечения (l_1=h-$2a$).

С точки зрения расчетной схемы, рассчитываемый образец рассматривался в виде анизотропного тела ограниченного объема, моделирующего массив древесины, высотой h, длиной L = 200 мм и толщины b = 140 мм. Направление волокон древесины в рассчитываемых образцах соответствовало направлению оси X (рис.1). Упругие характеристики рассчитываемого массива, моделирующего древесину, принимались в соответствии с данными [6], а для винта – принимались как для стали.

При выполнении расчетов варьируемыми параметрами для образцов первой серии являлись: d/d_0 = 6/3,9 мм, 11/6,6 мм; $l_1 = h = 3p$, $5p$ и $7p$, где p – шаг резьбы (рис. 1а), а для образцов второй серии – d/d_0 = 6/3,9 мм, 11/6,6 мм; $l_1 = 2a + 5p$, где a – расстояние от верхней/нижней плоскости образца до резьбы. Шаг резьбы p для винтов наружным диаметром d = 6 мм составлял 4,5 мм, а для винтов d = 11мм – p = 5,8 мм. Величина усилия, прикладываемого к винту, определялась как $F = 3 \cdot \pi \cdot d \cdot l_1$.

а)



б)

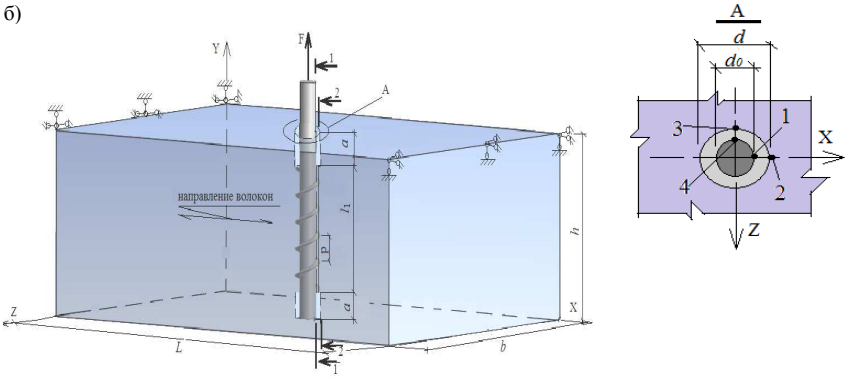


Рис. 1. Расчетные схемы образцов: а – с анкеровкой винта по всей высоте поперечного сечения образца; б – с анкеровкой винта на части высоты поперечного сечения образца

Во всех расчетных схемах вовлечение массива древесины в работу от действия на винт усилия *F*, осуществлялось посредством контактирующих поверхностей древесины и резьбы винта. Коэффициент трения по контактирующим поверхностям принимался равным 0.

Некоторые эпюры напряжений, действующих в древесине по длине анкеровки винта для двух серий рассчитываемых образцов, приведены на рис.2 – рис.9.

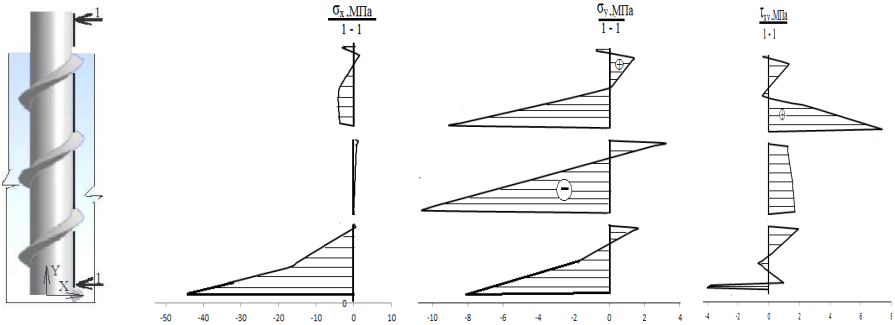


Рис.2. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 1-1 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 3p$

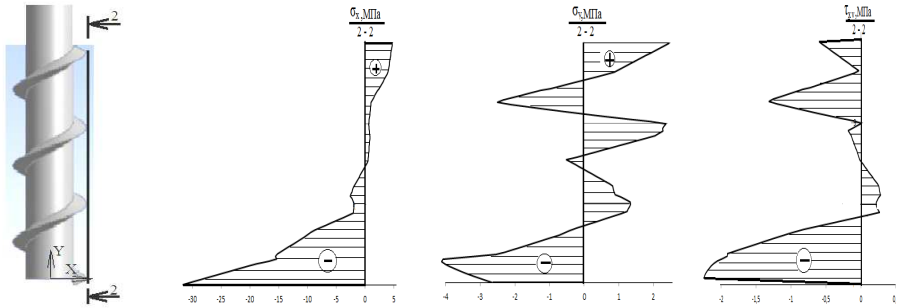


Рис.3. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 2-2 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 3p$

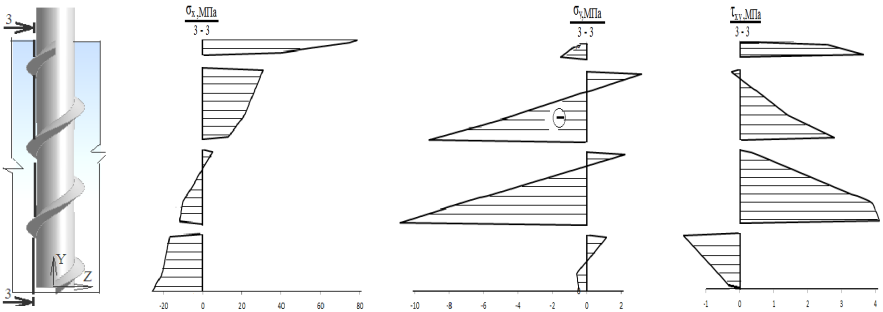


Рис.4. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 3-3 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 3p$

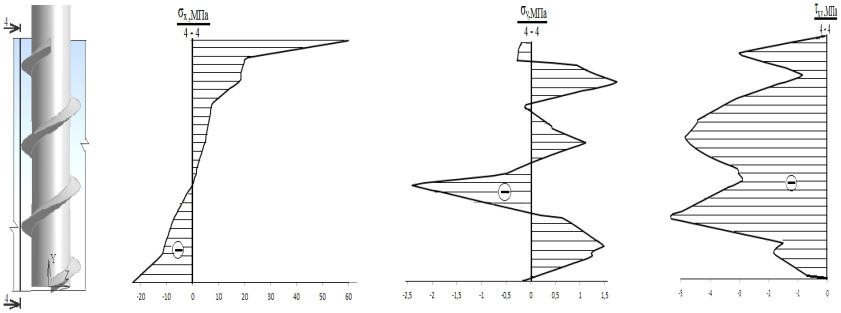


Рис.5. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 4-4 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 3p$

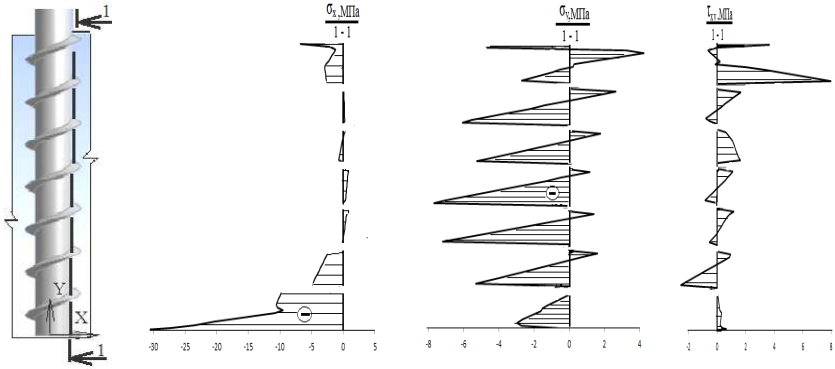


Рис.6. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 1-1 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 7p$

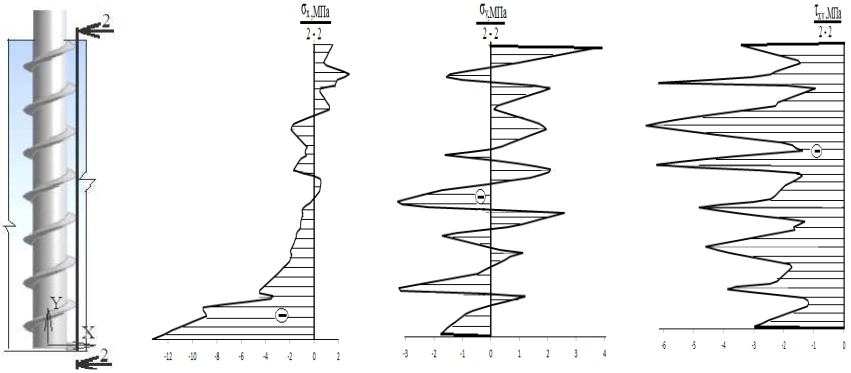


Рис.7. Распределение напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в древесине по линии 2-2 с винтом $d = 6$ мм и $l_1 = 7p$

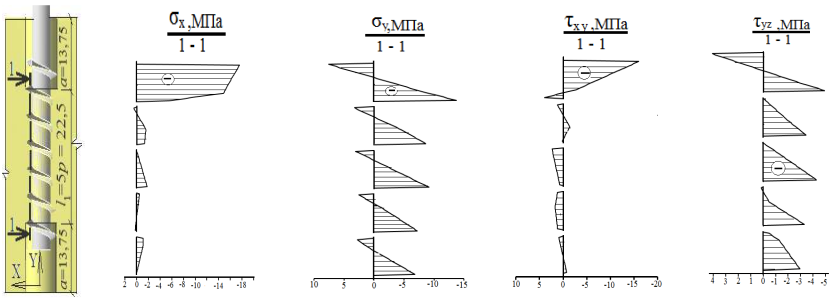


Рис.8. Распределение напряжений σ_x, σ_y, τ_{xy} и τ_{yz} в древесине по линии 1-1 с винтом d = 6 мм, $l_1 = 5p$ и a = 13,75 мм

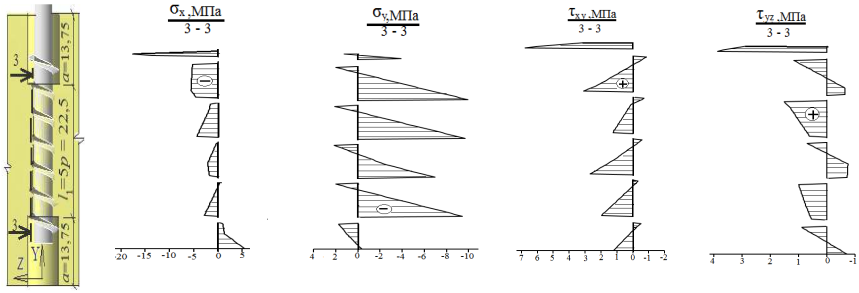


Рис.9. Распределение напряжений σ_x, σ_y, τ_{xy} и τ_{yz} в древесине по линии 3-3 с винтом d = 6 мм, $l_1 = 5p$ и a = 13,75 мм

В результате выполненных исследований было установлено, что древесина вблизи винта, работающего на выдергивание поперек волокон, находится в условиях сложного неоднородного напряженного состояния (рис. 2 – рис. 9). Характер распределения напряжений в древесине, расположенной между витками резьбы и снаружи резьбы винта, зависит от величины диаметра d, длины анкеровки l_1, расстояния от оси винта до рассматриваемой точки в древесине, направления по отношению к главным осям анизотропии и расположения зоны анкеровки (резьбы) винта по высоте поперечного сечения образца. По длине анкеровки винта древесина, расположенная между витками резьбы, в основном подвержена действию нормальных сжимающих σ_y и касательных τ_{xy}, τ_{yz} напряжений. Кроме того, в указанной зоне древесина испытывает действие не только сжатия поперек волокон, но и растяжения, а также – действие изгиба и скалывания в двух плоскостях. Максимальных значений касательные напряжения $\tau_{xy,max}$ и $\tau_{yz,max}$ достигают в древесине, расположенной по поверхности наружной грани резьбы. Если длина анкеровки винта (резьбы) l_1 меньше высоты попе-

речного сечения образца h (рис. 1б), то распределение $\tau_{xy,max}$ и $\tau_{yz,max}$ по длине l_1 имеет практически равномерный характер.

Выводы.

1. Древесина в окрестности винта, работающего на выдергивание поперек волокон, находится в условиях сложного неоднородного напряженного состояния.
2. Предельное состояние при выдергивании винта поперек волокон определяется прочностью древесины участков, расположенных между витками резьбы, при сжатии и перерезывании поперек волокон, скалывании вдоль волокон, и изгибе в двух плоскостях.
3. Для экспериментального определения расчетного сопротивления выдергиванию винта поперек волокон на единицу поверхности соприкосновения нарезанной части с древесиной рекомендуется принимать образцы с длиной l_1 анкеровки винта на части высоты поперечного сечения (рис. 1б). Длина анкеровки винта должна удовлетворять условиям: $h > l_1$ и $3p \leq l_1 \leq 5p$, где p – шаг резьбы, h – высота поперечного сечения образца.
4. Высота поперечного сечения h образца при экспериментальном определении расчетного сопротивления $R_{в.ш}$ должна быть не мене $10d$, а расстояние между опорами образца – $12d < L \leq 15d$.

Список литературы

1. СП 64.13330.2011 Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-25-80
2. ТКП 45-5.05-146 Деревянные конструкции. Нормы проектирования. Минстройархитектуры, Минск, 2009
3. ГОСТ 1144-80 Шурупы с полукруглой головкой. Конструкция и размеры
4. ГОСТ 1146-80 Шурупы с полупотайной головкой. Конструкция и размеры
5. Иванов В.Ф. Деревянные конструкции. Л.: Госстройиздат, 1956, 320 с.
6. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность,1978, 222 с.

УДК 624.011

ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА ОПТИМАЛЬНОГО ВАРИАНТА УСИЛЕНИЯ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ЦЕЛЬЮ ПОВЫШЕНИЯ СДВИГОВОЙ ПРОЧНОСТИ

RATIONAL FOR SELECTION OF THE OPTIMAL OPTIONS FOR STRENGTHENING BEAMS RECTANGULAR CROSS SECTION WITH THE PURPOSE OF INCREASING SHER STRENGTH

асс., ***Окунь И.В.*** *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина)*
assistant, ***Okun I.V.*** *(Odessa State Academy of Building and Architecture, Odessa, Ukraine)*

Аннотация

На основании напряженно-деформированного состояния балок прямоугольного сечения, полученного при помощи выполненных численных расчетов в ПВК, приведены наиболее оптимальные параметры армирования в таких конструкций.

Ключевые слова: прямоугольная балка, вертикальное армирование, стальная сетка, касательные напряжения.

Summary

Based on the stress-strain state of the rectangular cross section beams, obtained by performing numerical calculations in programs, given the most optimal parameters of reinforcement of such constructions.

Keywords: cross section beam, reinforcement, steel net, shear stress.

При изгибе касательные напряжения, которые уравновешивают поперечную силу Q, достигают значительной величины в балках, сечение которых имеет прямоугольную или двутавровую форму. В работе проведены численные расчеты балок прямоугольного сечения. Касательные напряжения по высоте прямоугольного сечения изменяются по закону квадратной параболы, обращаясь в ноль у верхнего и нижнего краев. По длине конструкции соответственно максимальные напряжения возникают на приопорных участках. Разрушению многих конструкций предшествует разрушение непосредственно в этих зонах, в

связи с чем им необходимо уделять наибольшее внимание, и как следует – такие места необходимо дополнительно уисиливать.

Среди наиболее известных методов повышения свдиговой прочности можно выделить следующие:

– установка углепластиковых, алюминиевых, стальных, фанерных и деревянных накладок по высоте сечения в зоне наибольших скалывающих напряжений (в приопорных зонах);
– усиление балочных элементов путем установки углеродных стержней по высоте сечения внутрь тела балки перпендикулярно и под углом к волокнам (по типу системы ЦНИИСК).

В рамках развития области применения МПА нами на кафедре было предложено использование метода вертикального послойного армирования. Данный метод предполагает устройство в торце балки вертикального паза по всей высоте балки и установки на расчетную глубину металлической (углепалстиковой) сетки.

В рамках численного исследования по выбору наиболее рационального метода и способа усиления приопорной зоны было просчитано 5 балок с одинаковыми геометрическими параметрами но разными способами усиления (армирования) от действия одинаковой нагрузки.

Геометрические параметры балок: деревянная балка, материал балки – сосна 2-го сорта, длина балки, L – 12000 мм, высота балки h – 800 мм, ширина балки – t – 160 мм. Все балки загружались равномерно распределенной нагрузкой, равной 0,02 МПа. Касательные напряжения определялись для сечения 1-1, находящегося в 1/30 = 400 мм от опорного торца балки (рис. 1). В случае армирования сетками учитывалось явление модификации.

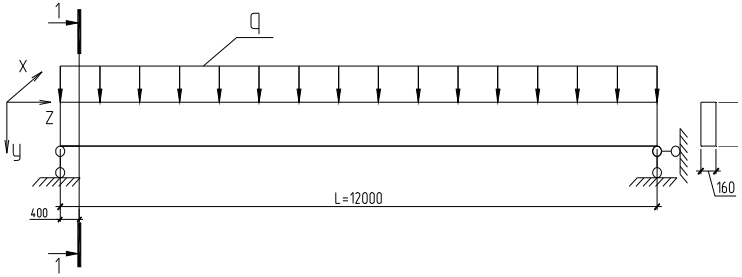


Рис. 1. Расчетная схема балок

1 схема балки – балка без усиления (рис. 1);

2 схема балки – балка, усиленная в приопорной части наклонно-вклеенным стержнем, диаметром 18 мм (рис. 2);

3 схема балки – балка, усиленная методом послойного армирования, а именно вертикальным устройством 2 сеток по ширине сечения по всей высоте в торце балки посредством устройства в пропил тела балки. Толщина сетки составляла по 2 мм, длина армирования – 800 мм от опоры (рис. 3);

4 схема балки – послойное армирование растянутого пояса балки, толщина армирующего слоя 4 мм (рис. 4);

5 схема балки – армирование опорной части путем вертикального устройства сеток по всей высоте с обеих сторон по боковой поверхности балки (накладки). Толщина сеток составила по 2 мм, длина армирования – 800 мм от поры (рис. 5).

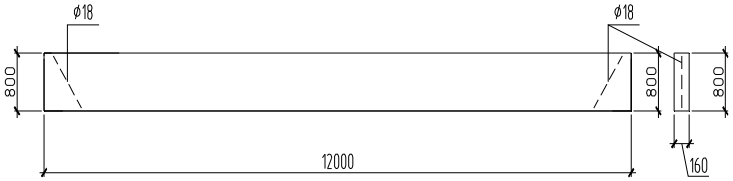


Рис. 2. Расчетная схема балки с наклонно-вклеенными стержнями

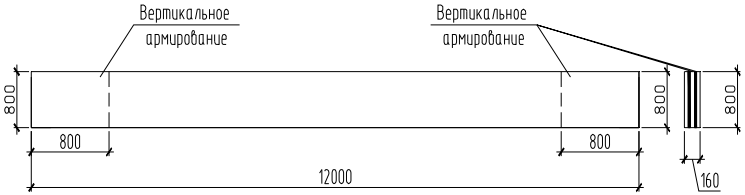


Рис. 3. Расчетная схема балки с армированием сетками в опорной части

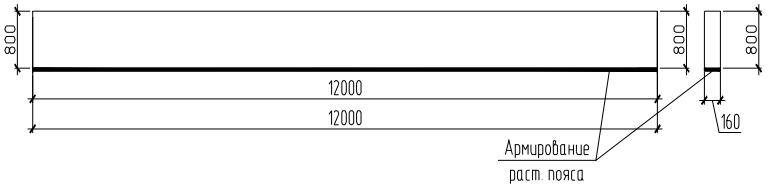


Рис. 4. Расчетная схема балки с послойным армированием сетками растянутого пояса

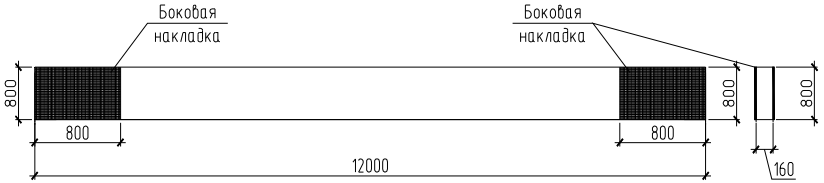
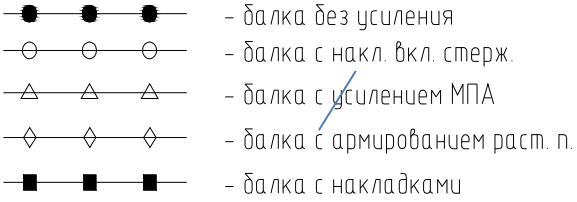


Рис. 5. Расчетная схема балки с боковыми накладками из сеток

Результаты численных исследований представлены в виде сравнительных графиков (эпюр) касательных напряжений (рис. 6).



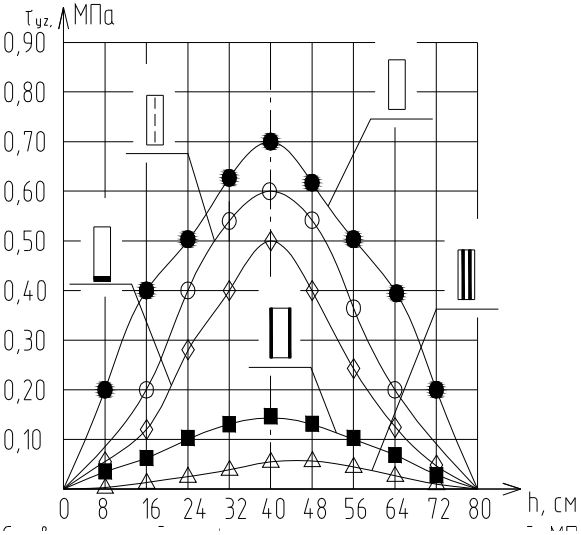


Рис. 6. Сравнительные графики (эпюры) касательных напряжений разных схем усиления балок

В результате численных исследований было установлено, что для повышения сдвиговой прочности наиболее оптимальным вариантом усиления есть усиление по 3 – ей схеме балки, а именно установка армирования сетками по ширине сечения по всей высоте путем устройства пропила в теле балки. Как видно из рис. 6, при данной схеме усиления скалывающие напряжения минимальные и составляют 0,06 МПа. При этом скалывающие напряжения в балке без армирования составляют 0,70 МПа. Затем идет 5 – ая схема балки (накладки из сеток). Скалывающие напряжения составили 0,14 МПа. 2 – ая и 4 – ая схемы показали соответственно величины скалывающих напряжений 0,6 и 0,5 МПа.

Список литературы

1. Турковский С.Б. Клееные деревянные конструкции с узлами на вклеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). / С.Б. Турковский, А.П. Погорельцев, И.П. Преображенская. – Москва: РИФ «Стройматериалы», 2013. – 308 с.

2. Окунь И.В. Прочность и деформативность клеедощатых балочных конструкций с послойным армированием : дисс. на соиск. уч. степ. к.т.н.:05.23.01 / Окунь Ирина Викторовна – Одесса: ОГАСА, 2014.

3. Chad P. Kirlin. Experimental and Finite-Element Analysis of Stress Distributions Near the End of Reinforcement in Partially Reinforced Glulam. The Thesis / Oregon State University, 1996.

4. Патент на изобретение UA №87286 «Деревянная балка». Опубл. в бюл. № 13 от 10.07.2007 / Стоянов В.В. И др.

УДК 674

СТАН СВІТОВОГО ТА ВІТЧИЗНЯНОГО РИНКІВ ЛІСОСИРОВИНИ

STATE WORLD AND NATIVE WOOD MARKETS

д.т.н. проф. ***Пінчевська О.О.,*** *д.т.н. проф.* ***Аніскевич Л.В.,*** *д.т.н. проф.* ***Несвідомін ВМ.,*** *(Національний університет біоресурсів і природокористування України)*

Pinchevska O.O., Aniskevych L.V., Nesvidomin V.M. *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

Анотація

Приведено аналіз ринків лісосировини в регіонах Європейської Економічної Комісії ООН, висвітлені проблеми вітчизняного ринку

Summary

The analysis of wood markets in European Economic Commission OON regions are given, problems of native wood market are shown

Товари, виготовлені з лісосировини грають та будуть грати значну роль в зеленій економіці. Завдяки таких їх властивостей, як відновлюваність, придатність для оброблення з метою повторного використання та багатофункціональності, природно, що саме вони будуть обрані для забезпечення низько вуглецевого майбутнього.

На черговій сесії Конференції Сторін Рамочної конвенції ООН про зміну клімату прийнято рішення про правила обліку вуглецю для лісового господарства, а саме в товарах із деревини, що заготовлена [1]. Відповідні показники мають розраховуватися за методом миттєвого окислення. З 1 січня 2013 року країни - члени Європейської економічної комісії (ЄЕК) ООН звітуються про скорочення викидів та більш ефективне управління лісовими ресурсами.

Визнано, що заготівля деревини не є джерелом викидів вуглецю, який довгий час зберігається в деревних виробах Крім того, слід розширити масштаби використання виробів з деревини замість вуглецевомістких матеріалів, а саме бетону, скла, сталі та синтетичних матеріалів, для виробництва яких використовують викопні види палива, в будівництві житла, мостів та виробництві меблів. Вуглець зберігається в деревах, рослинах та ґрунті, крім того, він може довгий час зберігатися у готовій продукції, наприклад в деревині, що використовується в будівництві. 1 $м^3$ деревини (в лісі, у виробах на протязі свого життєвого циклу) зберігає 0,9 тони CO_2, а враховуючи

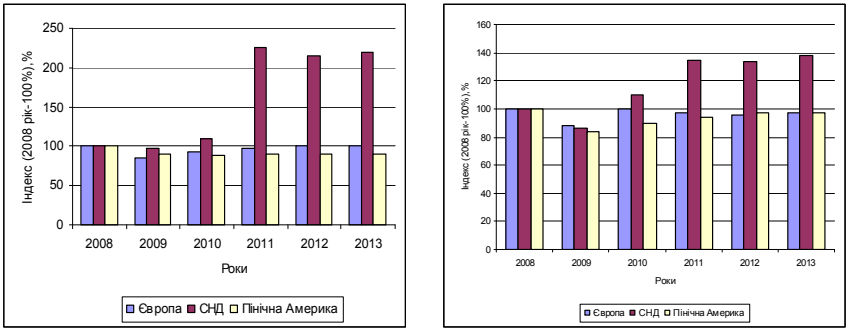
заміну інших будівельних матеріалів, при виробництві яких виділяється 1,1 тони вуглецю, загальне збереження становить близько 2 тон.

Галузь оброблення деревини в Європі забезпечує роботою понад 2,1 млн. людей, а використання деревини в різних напрямках дозволяє зберігати і не викидати в простір 104 млн. тон вуглецю щорічно.

На початку 2012 року було опубліковано Міжнародні норми та правила в екобудівництві, де все більше уваги приділяється екологічним аспектам різних будівельних матеріалів Дослідження, які базуються на методі оцінювання життєвого циклу підтвердили, що для виробництва, транспортування, використання в будівництві та технічного обслуговування вироби з деревини потребують значно менше енергії, ніж інші матеріали. Проте, деревина є єдиним з біоматеріалів, який підлягає сертифікації третьою стороною.

Світова економіка поступово стає стійкою. Проте, на ринку лісових товарів в регіоні ЄЕК ООН після деяких тенденцій покращення в 2010-2011 роках відчувається гальмування – на 10% порівняно з 2011 роком.. Винятком є лише країни СНД , в яких активність ринків повернулася до перед кризового рівня 2007 року. В Росії споживання лісових товарів виросло на 9% порівняно з 2011, в Україні обсяг заготівель зріс на 6,5%.

В 2011 році обсяг заготівель ділового круглого лісу в регіоні ЄЕК ООН збільшився і становив дещо менше 1 млрд. $м^3$. Це самий високий показник з періоду рецесії 2009 р.– рис.1.



а б

Рис.1.Споживання ділового круглого лісу: а –листяних порід; б – хвойних порід

Збільшення обсягу заготівлі обумовлено трьома основними причинами: ростом північноамериканського експорту сировини в Китай (оскільки в країні з 1996 року існує заборона на заготівлю власного лісу і, відповідно,відчувалася його нестача, тому країни ЄЕК ООН збільшили експорт лісу на 28%, причому, основними постачальниками були Росія, Нова Зеландія, США і Канада), розширенням виробництва листових деревинних матеріалів в Росії та збільшенням виробництва пиломатеріалів в Північній Америці і Європі.

Обсяг лісозаготівлі по ринку європейського регіону в 2013 році залишився на попередньому рівні, при цьому 77 % припадало на хвойні породи, решта – на листяні.

Найбільше обсяг заготівок збільшився у Латвії (+1,6 млн.м^3), Литві (+ 1,1 млн.м^3), Туреччині (+ 0,7 млн.м^3), а скоротився в Італії (- 0,985 млн.м^3), Іспанії (- 0,68 млн.м^3), Чехії (- 0,59 млн.м^3). В останніх трьох країнах та у Фінляндії на 12% став нижчим обсяг споживання круглого лісу порівняно з 2007 роком. Польща займає в Європі четверте місце за показниками заготівлі круглого лісу, в 2011 році обсяги заготівлі було збільшено Лісовим управлінням на 4% з метою забезпечення сировиною власних підприємств.

В країнах Скандинавії щороку в грудні-січні спостерігаються потужні буревії, які звалюють дерева на значних площах. Для зберігання цього лісу від шкідники роблять його пріоритетну заготівлю, потім зберігають у звалищах шляхом дощування і реалізують за мінімальними цінами.

В 2011 Європа імпортувала на 10 млн. м^3 круглого лісу більше, ніж експортувала. Найпотужнішими країнами-імпортерами по черзі зниження були Австрія, Німеччина, Швеція, Фінляндія та Бельгія. Проте, вже в 2012 році відчувалося зниження попиту на пиловник після чотирирічного зростання і найбільше він знизився в Австрії, Німеччині, Іспанії і Франції. Причому більше у Франції, оскільки після буревію необхідно було швидко засвоїти власну сировину.

Серед країн СНД Білорусь, Росія та Україна є найпотужнішими заготівельниками круглого лісу, який вони також експортують в країни з більш розвиненою деревообробкою. Україна, сортиментна структура сировини якої наведена на рис.2, із заготовлених у 2012 році 8 млн. м^3 лісосировини експортувала біля

30% круглого лісу в Туреччину, Румунію, Китай, Австрію і Польщу. В Росії доля експорту колод становила дещо менше 10%, оскільки тут спостерігається інвестування у власне деревообробне та целюлозно-паперове виробництво.

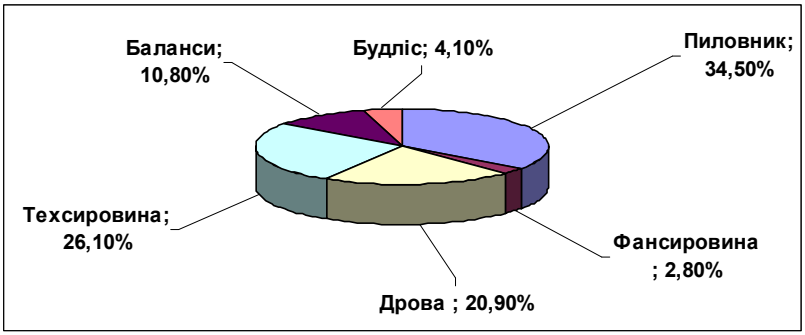


Рис.2.Сортиментна структура деревини, що заготовлюється в Україні

Нажаль, як в Україні, так і в Росії поряд з офіційною заготівлею лісу відбувається і незаконна, яка для Росії становить майже чверть (за даними 2009 року). Незважаючи на те, що в 2008 року в Росії було введено 25% податок на експорт круглого лісу і поставки його скоротилися, Росія залишається найпотужнішим світовим експортером круглого лісу хвойних порід деревини. В торгівлі переважають поставки половника хвойних порід в Китай та балансової деревини листяних порід у Фінляндію.

Після прийняття Росії у ВТО у 2012 році було знижено експортні та імпортні тарифи на лісові товари (з 25% до 15 % - соснові колоди, та до 13% - на ялинові, для берези низько товарних березових колод до 7%) на певну квоту обсягу поставок. У разі перебільшення цього обсягу діятимуть попередньо прийняті тарифи.

Уряд України планував ввести з 1 січня 2014 року податки на експорт колод, деревної тріски та тирси на рівні 17 €/м^3 для колод та 7 €/м^3 – для тріски та тирси з метою заохочення інвестицій у деревооброблювальну промисловість країни. Хоча досвід Росії показав, що реальні результати такої дії значно відрізняються від очікуваних і це може мати негативні наслідки для виробництва MDF у Туреччини, для якої Україна є основним постачальником сировини.

В регіоні Північної Америки обсяг споживання круглого лісу промисловістю виріс на 2,7 % порівняно з 2011 роком. В 2012 році обсяг заготівлі збільшився на 14 % порівняно з 2009 роком, коли цей показник досяг найбільшого з 60-хх років минулого століття рівня – табл.1.

Таблиця 1. Баланс ділової лісо сировини Північної Америки

Обсяг сировини, млн. м^3			
Роки	Заготівля	Імпорт	Експорт,
2011	444,4	5,2	16,2
2012	461,2	5,9	22,1
2013	462,2	5,9	22,2

Особливістю сировинної бази України є те, що власником її є держава – рис.3. Як видно, найбільшим власником є Державна Агенція лісових ресурсів, з подання якої продаж сировини на внутрішньому ринку відбувається не за прямими договорами, як для експортерів, а на аукціонах, де проходять торги.

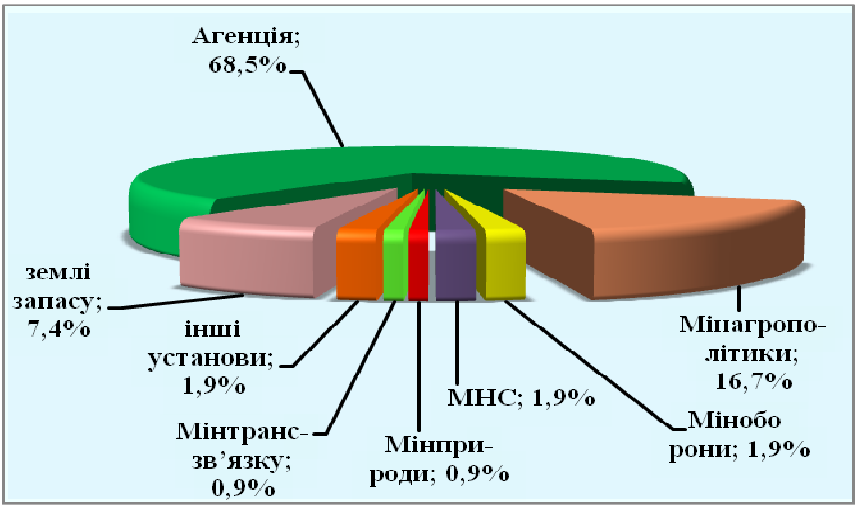


Рис.3 Розподіл загальної площі земель лісового фонду України за відомчою підпорядкованістю

Результати аукціонів з продажу необробленої сировини показують, що вітчизняні підприємства повністю забезпечені сировиною, оскільки жодного разу не було реалізовано 100 % виставленої на продаж сировини. Однак, це офіційні дані. В реалії ціни на торгах від початку формуються не виправдано високі, відповідно, спостерігається відмова від лотів, які потім відвантажуються «наближеним» підприємствам за стартовими цінами.

Зважаючи на те, що середньозважені ціни на сировину хвойних та листяних порід деревини для внутрішнього ринку є тільки на 3,8 €/м^3 нижчі за ціни експортні, то зрозуміло, що в якому скрутному положенні знаходяться вітчизняні виробники. Сьогодні у нас надані сприятливі умови лише для експортерів сировини, хоча необхідно було б захищати національного виробника і на експорт відправляти сировину по залишковому принципу [2]. Отже, лісовий ринок України потребує демонополізації і конкуренцію слід розвивати не лише серед покупців, але й серед продавців необробленої деревини.

Список літератури

1. Forest Products Annual Market Review, *2012-2013* www.unece.org/fpamr2013.html

2. Сагаль С.Г. Анализ современного состояния мебельной и деревообрабатывающей промышленности Украины // С.З.Сагаль. – Оборудование и инструмент для профессионалов.– 2014. – №1(163). – С.44-45.

УДК 624.042:621.86.01

РАЗВИТИЕ КРАНОСТРОЕНИЯ – ОПРЕДЕЛЯЮЩИЙ ФАКТОР ЭВОЛЮЦИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

DEVELOPMENT OF CRANE ENGINEERING IS DECISIVE FACTOR OF INDUSTRIAL BUILDING EVOLUTION

д.т.н., проф. ***Пичугин С.Ф.,*** *магистр* ***Дримко Я.А.*** *(Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка)*
Dr. Sc. Professor ***Pichugin S.F.****, Master* ***Drymko Y.A.*** *(Poltava National Technical University Named Yuri Kondratyuk)*

Аннотация. В работе аргументируется, что развитие промышленных зданий во многом определяется прогрессом кранового оборудования. Особенно это относится к мостовым кранам. В связи с этим кратко прослеживается история развития грузоподъемных средств и краностроения в тесной связи с совершенствованием каркасов промзданий. Освещается современное состояние краностроения в странах СНГ.

Ключевые слова: подъемно-транспортное оборудование, мостовые краны, промышленные здания, стальные каркасы.

Abstract. This work attacks the problem of industrial building development determined with load lifting engineering progress. It is especially related with bridge cranes. So it is observed the short history of development of load lifting equipment and crane engineering in the close connection with the perfection of industrial building. It is exposed the present situation of crane engineering in the countries of CIS.

Key words: load lifting equipment, bridge cranes, industrial buildings, steel frameworks.

Вступление. Подъемно-транспортные машины – незаменимый элемент любой сферы экономики. Они существенно увеличивают продуктивность работы и качество ее выполнения, экономя при этом человеческие ресурсы. Технологический процесс большинства производственных предприятий связан с необходимостью механизировать операции по вертикальному я горизонтальному

транспортированию грузов с большим диапазоном веса. Эту механизацию наряду с другими транспортными средствами осуществляют при помощи мостовых (опорных) кранов, представляющих собой специальные устройства, передвигающиеся с грузами вдоль и поперек цеха. Мостовые краны во многом определяют как объемно-планировочные, так и конструктивные решения производственных зданий. Поэтому представляет интерес проследить развитие подъемных механизмов в увязке с эволюцией промышленных зданий.

От древности до XIV века. Устройства для подъема или перемещения грузов были известны в глубокой древности. Уже на ранних ступенях развития человеческого общества возникла необходимость в устройствах для подъема тяжелых грузов (упавших деревьев, тяжелых каменных глыб). Подъем и перемещение очень больших по весу грузов при постройках в древнем мире, например, сооружение пирамид Хеопса более чем за 2000 лет до н. э., гидротехнические сооружения в древнем Китае в долине Желтой реки, постройки в древнем Риме были невозможны без простейших грузоподъемных приспособлений.

Наиболее ранними грузоподъемными средствами, по-видимому, были рычаги, катки и наклонная плоскость, позволявшие поднимать и перемещать грузы без применения промежуточных деталей (цепей, канатов), связывающих подъемное устройство с грузом. Катки, рычаги, наклонные плоскости (рампы) применялись, по-видимому, еще при сооружении древнейших каменных построек - дольменов. С их помощью осуществлялись доставка и установка колоссальных скульптур для ассирийских дворцов и храмов и громадных каменных плит при возведении пирамид в древнем Египте.

Значительно позже появились устройства, которыми груз поднимали и перемещали при помощи промежуточного элемента (веревки, гибкой ветви дерева); к этим устройствам относятся ворот, блок.

Древние греки применяли для подъема грузов приспособление "журавль" (по гречески - "геранос"). "Журавль" обозначает по-немецки "краних", откуда и произошло русское название "кран" для различных грузоподъемных устройств. Подъемник "геранос" с ручным приводом использовался в V в. до н. э. для возведения крепостных стен, а также при театральных зрелищах для подъема по ходу пьесы действующих лиц и театральной бутафории.

Рычажные подъемники (прообразы стреловых кранов) использовались для подъема воды в древнем Китае, Индии и странах Востока. Задолго до начала нашего летоисчисления в Китае применялись горизонтальные и вертикальные вороты с ручным приводом. Позднее древними греками были введены в практику рудоподъема, транспорта и строительства конные вороты, полиспасты и сложные подъемные установки, состоявшие из раскрепленных канатами наклонных столбов с постоянными или переменными углами наклона к горизонту и из подвешенных к столбам полиспастов с простейшими захватными устройствами для штучных грузов.

Дальнейшее совершенствование этих установок римлянами привело к созданию поворотных подъемных кранов. По описанию Витрувия, относящемуся к I веку до нашей эры, краны эти укреплялись на прочных деревянных брусьях, которые могли поворачиваться на катках в любую сторону. Подъем груза такими кранами мог осуществляться на высоту до 12 м; приводились они в действие с помощью ручных воротов или посредством топчаков. В древнем Риме впервые появились также клетевые подъемники - прототипы современных лифтов.

Зарубежное краностроение. В Западной Европе в XIV-XV вв. в связи с развитием торговли и мореплавания и ростом горно-металлургической промышленности развивается техника и совершенствуются грузоподъемные устройства. Появились лебедки и полиспасты, что позволило путем сочетания их перемещать и поднимать тяжелые грузы с большой скоростью или с меньшими усилиями. Соединение ворота с блоком или полиспастом создало основное звено грузоподъемного устройства – механизм подъема и дало толчок к появлению различных по конструкции типов кранов. Российские умельцы внесли свой вклад в развитие краностроения. Известен прототип крана XVII века, которым в Московском Кремле при помощи ручных лебедок, противовесов и рычагов подняли колокол массой 130 т. Позже было изобретено оригинальное подъемное устройство в Нижнем Тагиле, работавшее за счет энергии падающей воды.

В этот период в Европе (Италии, Германии, Чехии) стали создаваться поворотные, стреловые и цепные краны с остовом из дерева и с конным приводом.

Особенностью грузоподъемных механизмов, установок и устройств, вводившихся в эксплуатацию до XIXв., было применение

для них дерева как строительного материала. Из дерева выполнялись также несущие конструкции промышленных цехов, оснащенных мостовыми кранами.

По официальным свидетельствам, первый прототип современного мостового крана был построен в 20-е годы XIX в Париже, его конструкция была выполнена полностью деревянной. Отметим здесь, что первый кран в Германии был изготовлен в 1830 г. фирмой «Ludvig Stuchenholz company», ныне известной как фирма «Demag Cranes & Components GmbH», а в 1840 г. в Германии началось массовое производство подъемных кранов. Дерево широко применялось для ответственных узлов кранов: остовов, стоек, воротов, ободов и зубьев зубчатых колес в механизмах и установках. Замена дерева металлом начинает осуществляться лишь в первой четверти XIX столетия, в первую очередь для таких деталей, как оси, колёса, храповики, крюки, захваты. Деревянные и деревянно-металлические несущие конструкции мостовых и козловых подъемных кранов, стрел портальных кранов сравнительно часто применялись еще в последней четверти XIX века.

Приведение в действие подъемных механизмов и установок в средние века осуществлялось мускульной силой человека или животных (конная тяга). Водяные двигатели, известные еще древним народам, и ветряные двигатели средневековья не получили в них широкого распространения. Однако уже в начале XIX столетия с развитием промышленности и транспорта все чаще возникала необходимость в подъеме тяжелых грузов, при увеличении скоростей подъема и горизонтального перемещения. Такие возможности подъема и перемещения грузов краны приобрели только с развитием машинного привода и двигателестроения в XIX в.

Типичный металлургический цех второй половины XIX века изображен на монументальной картине известного немецкого художника Адольфа Менцеля (1815 – 1905) [6]. Художник наглядно передает напряженность опасной работы рабочих-прокатчиков, тесноту и многолюдность цеха, в котором используется в основном ручной труд. Не случайно поэтому, картина имеет еще одно название – «Современные Циклопы», поскольку металлурги действительно напоминают античных великанов-кузнецов, помощников бога огня Гефеста. Рабочие вручную обрабатывают прокатную заготовку, прибегая к помощи ручного крана-укосины.

Наиболее ранним по времени использования в грузоподъемных машинах явился гидравлический привод, где рабочей жидкостью служила вода, подававшаяся в рабочие цилиндры под давлением, достигавшим нескольких десятков атмосфер. Начало применения этого привода относится к концу XVIII в. Однако первый подъемный кран с гидравлическим приводом был введен в эксплуатацию в Англии в 1846 – 1847 гг., и только во второй половине XIX в. гидравлический привод получил широкое распространение в стационарных и передвижных кранах.

Значительный импульс в развитие краностроения конце XVIII и начале XIX в стало изобретение парового двигателя (Уатт, 1763 г.). Карл Маркс отметил в своем знаменитом труде «Капитал»: «Паровая машина с самого начала сделалась антагонистом "человеческой силы"». В тридцатые годы XIX в. в Англии (1827 г.) впервые осуществляется постройка стационарного парового подъемного крана. В 1861 г. первый паровой мостовой кран был установлен английской фирмой «Ramsbottom» в железнодорожных мастерских фирмы «Crewe railway works».

Кран имел составную конструкцию, включавшую деревянные элементы с креплениями из сварочного железа. Трансмиссия от ведомого паром приводного шкива к крану осуществлялась с помощью хлопковых канатов. Знаменитый впоследствии немецкий краностроитель Рудольф Бредт (Rudolph Bredt (1842 – 1900)) внес инновационные изменения в конструкцию этого крана, и краны подобного типа стали распространенными в Германии. В них успешно соединялись паровая машина, трансмиссия и рабочий механизм. Несмотря на несовершенство конструкции, механические паровые краны постепенно становятся основным типом заводских кранов, и в 80 – 90-е годы XIX в., вследствие совершенствования паросиловых установок, уменьшения их габаритных размеров и веса, вытесняют гидравлические краны (рис. 1).

Заметным этапом в развитии краностроения стал спроектированный Р. Бредтом паровой мостовой кран с канатным приводом грузоподъемностью 25 тс, построенный в 1873 году заводом «Stuckenholz AG, Wetter am der Ruhr», который демонстрировался в павильоне Германии на Всемирной выставке в Вене. Паровые мостовые краны использовались также в других странах. Уже на начальном этапе внедрения мостовых кранов стали очевидными их несомненные преимущества: они обслуживают участки цеха любого

размера, охватывают всю производственную зону, не занимают место на полу цеха.

Промышленное краностроение стало особенно развиваться после изобретения электропривода. В 1854 г. фирма «Sampson Moore & Co» (Ливерпуль, Англия) запатентовала новую лебедку, позволившую поднимать более тяжелые грузы (такие, как корабельный пушки) с помощью электромотора. В Германии также были созданы электрические лебедки: фрикционная (1880 г.) и электрореверсивная (1908 г.), а с 1910 г. в Германии развернулось массовое производство электрических лебедок.

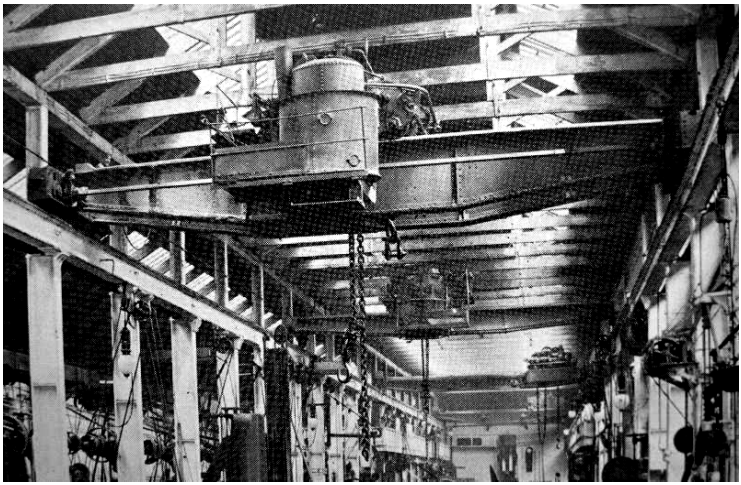


Рисунок 1. Промышленный цех с паровым мостовым краном

В 1880 г. в Германии был введён в эксплуатацию первый электрический мостовой кран с приводом всех механизмов от одного электродвигателя, а в 1889 г. в США был введен в эксплуатацию первый электрический мостовой кран с индивидуальным электроприводом механизмов подъема груза, передвижения грузовой тележки и передвижения моста крана. Первые мостовые краны с реверсивными электромоторами имели их для каждого из трех крановых перемещений и канатной системой механизма подъема. После 1890 года краны этого типа стали основным видом внутрицехового транспорта машиностроительных, судостроительных, электротехнических предприятий, заводов металлоконструкций, а в дальнейшем – автомобильных заводов.

В качестве показателя уровня развития краностроения в конце XIX века укажем, что к 1892 г. только заводы Германии, возглавляемые Р. Бредтом, изготовили более 400 крупных мостовых кранов, большинство из которых имели механическую трансмиссию или электромоторы, общей мощностью 70 000 тс. Важным этапом краностроения явилось издание первого каталога типовых кранов, составленного Р. Бредтом и изданного в 1893 году фирмой «Ludwig Stuckenholz». Каталог включал четыре части, которые охватывали все разработанные на тот момент подъемные краны: машиностроительные, железнодорожные, литейные и прокатные, краны для портов и причалов. Каталог был нацелен на типизацию, прежде всего, промышленного транспорта тяжелых грузов, таких как части литейного и кузнечного оборудования, узлы кораблей, конструкций мостов и др. Каталог продемонстрировал продукцию компании Р. Бредта, дал обзор развития подъемно-транспортного оборудования в Германии в середине 1890-х годов и положил начало составлению подобных каталогов в дальнейшем. К концу XIX века немецкие каталоги рекламировали достаточно широкий спектр электрических мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью 3,0…75,0 тс пролетами 8,0…25,0 м [4].

В 1895 г. для передвижных кранов впервые был применен привод от двигателей внутреннего сгорания.

Мостовые краны с электрическим приводом были важным и неотъемлемым элементом новой линейной организации промышленного производства и компоновки промышленных зданий, сформированных к 90-м годам XIX столетия и принципиально отличавшихся от хаотической картины производства, практиковавшейся ранее. В качестве примера промышленного здания новой компоновки можно назвать один крупных цехов Германии конца XIX века – трехпролетное здание с мостовым краном площадью 16500 $м^2$, возведенное в Дортмунде (Германия) для изготовления стальных мостов (рис. 2 [6]).

Отметим, что в период 1890 – 1920 г.г. краностроение было в центре развития машиностроения, электротехнической промышленности, производства металлоконструкций, теории сооружений. Перефразируя знаменитую формулу К. Маркса: «Революции – локомотивы истории», считаем возможным утверждать: «Мостовые краны – локомотивы промышленного развития».

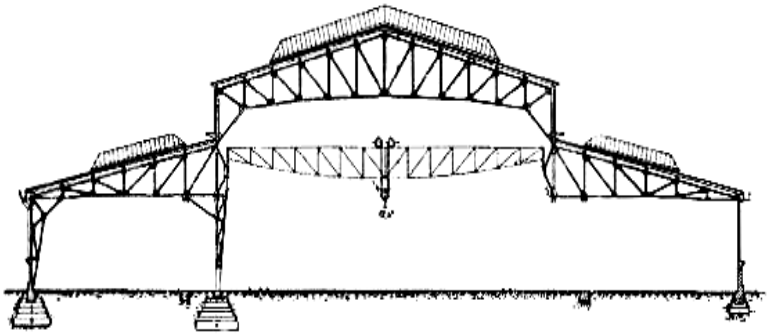


Рисунок 2. Цех по изготовлению мостовых конструкций (Дортмунд, Германия, 1898 г.)

Отечественное краностроение. Российское краностроение как отрасль родилось в 1880-е гг., в период промышленного и строительного бума. При этом на заводах России сразу началось производство полностью металлических мостовых кранов с конструкцией современного типа. Первые краны в России были созданы на основанном в 1840-х годах Костромском механическом заводе. На протяжении долгого времени производство осуществлялось только этим заводом и только по единичным заказам. Начало развития краностроения в России относится к 1898…1900 гг., когда почти одновременно начали изготовлять мостовые краны Московский (Гутмана), Брянский и Краматорский заводы. Несколько позже краностроение начало развиваться на Коломенском, Путиловском, Сормовском и других заводах. В этот период производство мостовых кранов носило индивидуальный характер, основные механизмы и электрооборудование ввозилось из-за границы.

На отечественных заводах трудились замечательные инженеры-конструкторы, создававшие образцы надежной и долговечной техники. Вот тому наглядный пример: в 1970-е гг. на ленинградском «Пролетарском» (прежде Александровском) заводе безотказно работал 50-тонный мостовой кран, построенный путиловцами в 1898 г. Вряд ли сегодня можно повторить этот рекорд. Конструкция моста соответствовала эпюре моментов и обеспечивала равномерность распределения нагрузки по ее элементам. Раскосы были выполнены так, что работали только на растяжение, обеспечивая 100 %-ую устойчивость конструкции крана. Отметим, что в период

промышленного подъема в начале XX в. в развитие отечественного краностроения включился знаменитый инженер-академик В.Г. Шухов (1853 – 1939), который запроектировал ряд доменных, мартеновских и прокатных цехов металлургических заводов и создал для них мостовые электрические краны. В 1913 году выпуск подъёмных кранов на двух заводах — Брянском и Старокраматорском составлял 70 единиц в год.

Процесс организации отечественного подъемно-транспортного машиностроения и оформление его как самостоятельной отрасли относится к периоду первых советских пятилеток, то есть к концу 20-х – началу 30-х годов прошлого столетия. В 1931 году был введен в эксплуатацию Уральский завод тяжелого машиностроения (Уралмаш), который освоил выпуск металлургических кранов. Началось освоение и выпуск тяжелых мостовых (в том числе литейных) кранов на Краматорском заводе тяжелого машиностроения и заводе «Красный Профинтерн» в г. Брянске (впоследствии завод «Сибтяжмаш» г. Красноярск). Изготовление кранов оставалось полукустарным, крановые детали быстро изнашивались, допускались простои кранов.

Задачи индустриализации страны и интенсификации производства в различных отраслях промышленности, повысившие требования к мостовым кранам, были выполнены отечественными краностроителями.

В этот период выработалось типичное решение каркасов одноэтажных промышленных зданий со ступенчатыми колоннами, конструктивное решение которых в большой степени определялось установкой мостовых кранов различной грузоподъемности, назначения и режима работы [2, 5] (рис. 3).

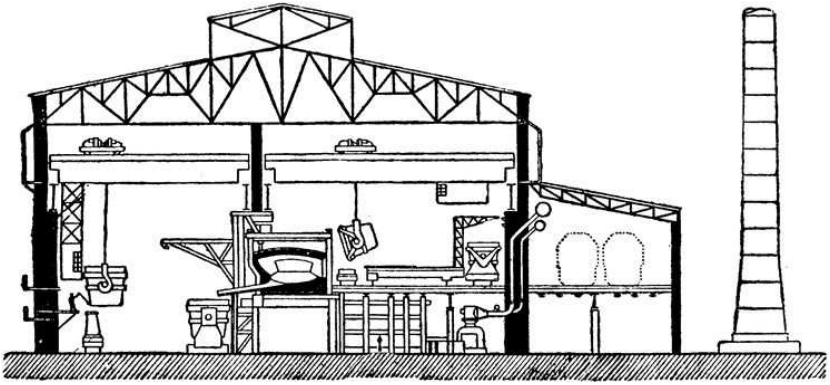


Рисунок 3. Мартеновский цех (первая половина XX ст.)

В годы, предшествовавшие Великой Отечественной войне, на перечисленных выше заводах, а также на заводах «Подъемник» (г. Москва) и им. С.М Кирова (г. Ленинград) были существенно улучшены конструкции кранов, повысилась их надежность и технологические показатели, были созданы новые типы мостовых кранов. До 1940 года конструкции кранов выполнялись ферменными (сквозными), которые изготовлялись клепаными. В начале перехода на сварку ферменные крановые конструкции оставались основной конструктивной формой мостовых кранов, которая постепенно была заменена более рациональными балочными (сплошными) системами. Совершенствовались методы расчета крановых металлоконструкций, что позволило в период 1928…1957 гг. повысить допускаемые напряжения для основных применяемых сталей в 1,5 раза, а впоследствии с переходом к методу предельных состояний в 1960 г. расчетные сопротивления были увеличены в 2 раза. Краностроение стало развиваться быстрыми темпами и превратилось в крупную отрасль тяжёлого машиностроения со специализированными заводами, называемую подъёмно-транспортным машиностроением.

В послевоенные годы в СССР было налажено производство всех необходимых для промышленности типов мостовых, подвесных и металлургических кранов, часть из которых поставлялась в зарубежные страны. Ежегодный выпуск кранов мостового типа в 1980-е годы составлял от 6 до 7 тысяч единиц. Классификация и описание основных типов мостовых кранов приводится в монографии [3].

Новые времена – новые краны. С распадом СССР на краностроительных заводах, как и во всей советской промышленности, прошли процессы акционирования и приватизации. В результате этого в 2000-е годы на территории бывшего СССР уменьшилось до 17 количество специализированных предприятий, выпуск мостовых кранов на них сократился до 1…1,5 тысяч в год. Некоторые из краностроительных заводов пострадали особенно сильно. Например, знаменитый Ленинградский завод подъемно-транспортного оборудования, основанный в 1868 году, в 2000 году был признан банкротом, часть его имущества была распродана, на территории завода появились торговые центры, офисные помещения и мебельные фабрики. В 2003 году созданное на базе завода ОАО

«Подъемтрансмаш» было реструктуризировано, заводу возвращено его славное имя «Завод ПТО имени С.М. Кирова», и он возобновил выпуск специальных и металлургических кранов. Не менее знаменитый завод подъемно-транспортного оборудования «Сибтяжмаш» не работает с 2010 г., в 2011 г. объявлен банкротом, после чего был разделен между тремя небольшими предприятиями, и его дальнейшая судьба неясна. Одесский завод тяжелого краностроения имени Январского восстания после распада СССР был приватизирован и переименован в компанию «КРАЯН». Под этой маркой завод некоторое время продолжал выпуск кранов, однако в результате рейдерской атаки пришел в неработоспособное состояние.

Пользуясь ситуацией, в СНГ устремились зарубежные фирмы, в частности, знаменитый немецкий концерн «Demag», историческая роль которого в развитии мостовых кранов отмечена выше. «Demag» открыл представительства в России, Украине и др. и активно завоевывает крановый рынок СНГ. Следует отметить, что фирма «Demag» – не новичок в советской промышленности: она активно участвовала в процессе индустриализации СССР. Например, ведущие цеха Магнитогорского металлургического комбината, построенные в 30-е годы XX в., оснащены мостовыми кранами этой фирмы, чему был свидетелем автор статьи. В 2006 г. открыл свое представительство в Харькове немецкий концерн «Stahl CraneSystems» GmbH (Компания ООО «Шталь Кран Украина»), который поставляет на рынок Украины подъемно-транспортное оборудование, произведенное на заводах концерна в Германии. Имеются случаи, когда зарубежные фирмы покупают отечественные краностроительные заводы. Примером может служить запорожский завод «Запорожкран», купленный известной крановой компанией «KCJ Konecranes», финансовые вложения которой обеспечили производство мостовых кранов на этом заводе.

В этих сложных условиях, по оценкам экспертов, структура рынка мостовых кранов стран СНГ к настоящему моменту все же сформирована. Исчез ряд неконкурентоспособных советских производств, однако стойкими оказались мощные машиностроительные объединения, усиленные государственной поддержкой. Сохранили крановое производство гиганты советского, а ныне украинского тяжелого машиностроения Старо-Краматорский (СКМЗ) и Ново-Краматорский (НКМЗ) машиностроительные заводы, на которых крановая номенклатура даже была расширена. Сегодня они производят краны как общего назначения, так и краны специального

назначения. Для металлургических цехов созданы клещевые колодцевые, пратцен-краны, слябовые, посадочные, литейные, завалочные, стрипперные, мульдовые и др. краны.

Машиностроительная корпорация «Уралмаш» (г. Екатеринбург), помимо своей основной продукции тяжелого машиностроения, продолжает выпускать мостовые краны общего назначения грузоподъемностью 32/5…320/20 тс, специальные краны (магнитные, грейферные, копровые), металлургические (литейные, клещевые, завалочные, пратцен-краны).

Мощный многопрофильный концерн «Азовмаш» (г. Мариуполь) сохранил и наращивает крановое производство: краны общего назначения грузоподъемностью 10…100/20 тс; магнитные, разливочные, напольно-крышечные краны.

Ведущая российская компания «Рускран» поставляет мостовые, подвесные, грейферные и магнитные краны листовой и ферменной конструкции в Россию, страны СНГ и дальнего зарубежья.

Харьковский завод подъемно-транспортного оборудования выпускает однобалочные и двухбалочные мостовые краны общего и специального назначения грузоподъемностью 5…80/20 тс.

Нашли себя в новых экономических условиях и некоторые сравнительно небольшие краностроительные предприятия, оснащенные современным технологическим оборудованием и обеспечивающие себе стабильное существование на рынке. Среди них можно назвать:

- Зуевский энергомеханический завод (г. Зугрэс, Донецкая обл.), будучи приватизированным, выпускает мостовые металлургические краны;
- Урюпинский крановый завод (г. Урюпинск, Волгоградская обл.) выпускает однобалочные и двухбалочные мостовые, а также подвесные краны;
- Гороховецкий завод подъемно-транспортного оборудования «Элеватормельмаш» (Владимирская обл.) специализируется на однобалочных опорных и подвесных кранах;
- Сухоложский крановый завод (компания «Уралкран») освоил выпуск однобалочных мостовых кранов грузоподъемностью до 32 тс, двухбалочных – до 125 тс, специальных – в диапазоне 5…250 тс.

Пример перечисленных заводов вселяет определенный оптимизм в отношении перспектив краностроительной отрасли, поскольку развитие и само существование промышленности невозможно без

надежно работающего и постоянно обновляющегося кранового оборудования. Имеются данные, что рынок мостовых кранов восстановился в 2012 году, превысив на 10% уровень 2011 года, что также сопоставимо с уровнем 2008 года (99%).

Выводы. Объемно-планировочные и конструктивные решения одноэтажных промышленных зданий тесно связаны с конструкциями и параметрами мостовых кранов. История развития подъемно-транспортного оборудования наглядно показывает его решающее влияние на эволюцию каркасов промышленных зданий.

Список литературы

1. Богинский К.С., Зотов Ф.С., Николаевский Г.М. Мостовые и металлургические краны. – М.: Машиностоение, 1970. – 300 с.
2. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций - К.: Изд-во «Сталь», 2000. – 216 с.
3. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции: Монография – Полтава: ООО «АСМИ», 2014. – 504 с
4. Справочная книга для архитекторовъ, механиковъ и студентовъ («HÜTTE»). Часть I. Шестое изданіе. – М.: Т-во СКОРОПЕЧ. А.А. Левенсонъ, 1905. – 1283 с.
5. Стрелецкий Н.С., Гениев А.Н. Основы металлических конструкций. – М.: ОНТИ, 1935. – 954 с.
6. Kurrer K.-E. The Hystory of the Theory of Structures. – Ernst & Sohn Verlag für Architecktur und techniche Wissenschaften. GmbH & CoKG, Berlin, Germany. – 848 p.
7. Wikipedia, the free encyclopedia [Электронный ресурс] – Режим доступа: http://en.wikipedia.org.

УДК 624.014.2

АНАЛИЗ ПРИЧИН ОТКАЗОВ НЕСУЩИХ КАРКАСОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ

FAILURE CAUSES ANALYSIS OF LOAD-CARRYING FRAMEWORKS MADE OF COLD-FORMED PROFILES

*д.т.н, профессор **Пичугин С.Ф.**, к.т.н., доцент **Семко В.А.**, к.т.н., доцент **Скляренко С.А.**, аспирант **Прохоренко Д.А.** (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка)*

*Professor **S. Pichugin**, DSc., Associate prof. **V. Semko,** PhD, Associate Prof. **S. Sklyarenko,** PhD, postgraduate student **D. Prokhorenko** (Poltava Yuri Kondratyuk National Technical University)*

Аннотация

В работе рассмотрены возможные причины возникновения аварийных ситуаций в стальных каркасах из холодноформованых профилей. Анализ выполнен на основании двух реальных случаев.

Abstract

In the paper the possible failures causes of supporting frames made of cold-formed steel profiles are examined on the basis of two real cases.

Постановка проблемы в общем виде и анализ состояния вопроса. В последние время, в Украине, России и других постсоветских странах, активно внедряются в практику строительства каркасы из стальных тонкостенных холодноформованных конструкций. Данный тип конструкций имеет некоторую специфику в работе и проектировании по отношению к традиционным горячекатаным конструкциям [1, 2]. Очень часто низкий уровень подготовки специалистов по проектированию и монтажу тонкостенных холодноформованных конструкций приводит к авариям несущих элементов [3, 4].

Выделение не решенных ранее частей общей проблемы. Анализ причин различных аварий стальных каркасов зданий позволяет не допустить их повторения в дальнейшем. Целью данной работы является изложение причин аварийных ситуаций произошедших на двух объектах в Украине и России.

Изложение основного материала. На протяжении 2013 года произошли два аварии к выяснениям причин которых были привлечены авторы данной работы. В первом случае произошло полное обрушение каркаса складского здания. Конструктивное решение здания – однопролетный каркас с двускатной фермой с параллельными поясами (рис. 1). Сечение колонн их двух ∑-профилей «в коробочку». Пояса фермы выполнены из двух С-профилей (рис. 1), стойки и раскосы фермы - из одиночных С-профилей расположенных между профилями поясов.

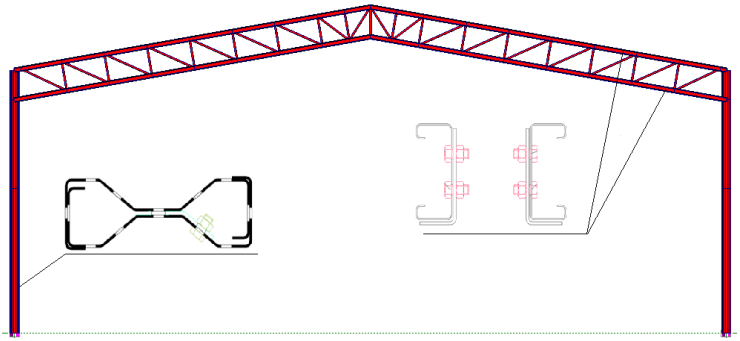


Рисунок 1. Поперечный каркас здания

Обрушение каркаса произошло стремительно, ночью во время сильного снегопада. В результате обрушения, стальные фермы частично уперлись в пол здания (рис. 2).

Один ряд колонн дал крен – но устоял, другой ряд колонн обрушился вслед за фермами. Ветви нижнего пояса фермы, на приопорном участке, потеряли устойчивость (см. рис.2).

Проведя поверочные расчеты каркаса согласно [1] было установлено, что несущая способность его элементов на сочетания постоянных, длительных и временных нагрузок была обеспеченной. Увеличение нагрузки на каркас до предельно допустимой, привело бы к разрушению данного каркаса по другому сценарию.

Проведя анализ разрушенных фрагментов, основное внимание было сконцентрировано на двух деталях:

1. потеря устойчивости элементов приопорной панели нижнего пояса;
2. уцелевшие колонны каркаса по оси Б и обрушившиеся, но прямолинейные колонны по оси А.

Так же при осмотре колонн было установлено, что ограждающие стеновые конструкции (были выполнены из стальных кассет, которые имеют форму швеллера высотой 500 мм, шириной 90

мм и толщиной профиля 0,75мм) прикреплены к полкам колонн стальными дюбелями с шагом 70-130 мм. Опираясь на эти факты, в расчетную модель рамы были внесены изменения, т.е. была увеличена жесткость колонн, за счет ее совместной работы с ограждающими конструкциями.

Рисунок 2. Фото обрушенного каркаса

Повторный расчет показал, что при увеличении жесткости колонны, происходит перераспределение усилий в элементах фермы и наибольшие напряжения наблюдаются именно в элементах нижней приопорной панели фермы.

Еще один фактор, который повлиял на потерю устойчивости элементов нижнего пояса фермы то, что их прикрепление к колоннам было выполнено через стальные L-образные фасонки. Наличие фасонок создало дополнительный эксцентриситет в поясе фермы.

При учете двух факторов – увеличения жесткости колонн за счет совместной работы с ограждающими элементами и эксцентричного закрепления нижнего пояса фермы к колоннам было получено расчетную модель рамы, при которой напряженно-деформированное состояние элементов соответствовало фактическому.

Т.е. выполнив поверочные расчеты, можно восстановить ход обрушения здания. В результате перераспределения усилий в элементах фермы, первой потеряли устойчивость элементы

приопорной панели нижнего пояса фермы. Выключение данной панели из работы привело к увеличению усилий в верхнем поясе (шестая панель от противоположной колонны) фермы и потери его устойчивости. «Перелом» фермы в этом месте привел к обрушению ближайшего ряда колонн и образованию картины разрушения представленной на рис. 2.

Вторая аварийная ситуация сложилась так же в складском здании, однако в данном случае обрушения несущих конструкций удалось избежать путем вовремя принятых мер по усилению. Складское здание представляет собой трехпролетный каркас (см. рис. 3). Шаг колонн составляет 6 м, шаг стропильных балок – 3 м. Между колоннами так же установлены подстропильные балки. Весь каркас выполнен из стальных холодноформованных профилей С- и П-образного сечений.

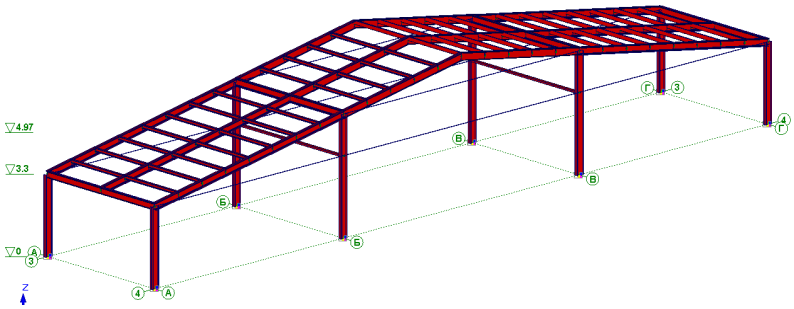


Рисунок 3. Фрагмент каркаса здания

Аварийная ситуация на объекте сложилась практически сразу после монтаыжа ограждающих конструкций. Стропильные балки, опирающиеся на подстропильные конструкции, прогнулись без снеговой нагрузки на величину превышующую допустимый прогиб (рис. 4).

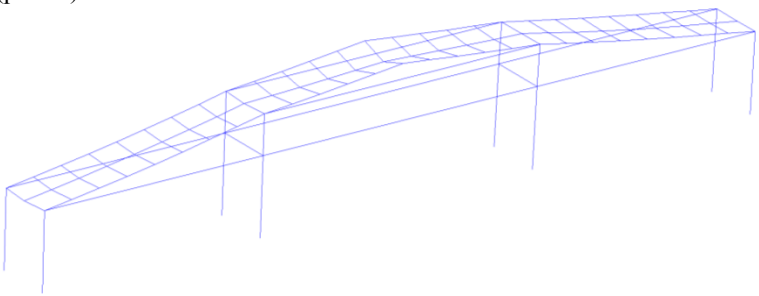


Рисунок 4. Расчетная деформированная схема фрагмента каркаса

В результате поверочных расчетов пространственной модели каркаса здания были получены деформации, которые соответствовали фактическим. В целом все конструктивные элементы были запроектированы надежно, кроме подстропильных балок. Это произошло по причине выполнения расчета лишь плоской задачи. Т.е. подстропильная балка была рассчитана как балка на двух опорах с сосредоточенной силой, что не соответствует фактической работе конструкции. В действительности подстропильные балки воспринимают распор от стропильных и имеют не только вертикальные, но и горизонтальные деформации, что в свою очередь привело к значительным деформациям стропильных конструкций. Вовремя принятые меры позволили стабилизировать негативные деформации каркаса.

В результате проведенной работы можно сделать следующие **выводы:** при проектировании каркасов, которые имеют многоуровневую систему подкрепляющих конструкций, рекомендуется для расчетов использовать пространственные модели; применение в каркасах ограждающих конструкций, которые имеют жесткость сопоставимую с несущими элементами требует дополнительных расчетов на эффект от их совместной работы. В случае негативных последствий от совместной работы несущих и ограждающих конструкций необходимо в проекте разработать способы по исключению ограждающих конструкций из работы каркаса; использование дополнительных соединительных элементов в узлах несущих конструкций, требует учета возможного эксцентриситета при подборе их сечений.

Список литературы:

1. ДСТУ-Н EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 220 с.

2. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.

3. Investigation of the September 10, 2012 partial collapse of a building under construction at 227 Carlton Avenue, Brooklyn, NY / Mohammad Ayub, Tesfaye B. Guttema. – Washington : Occupational Safety and Health Administration, 2012. – 17 p.

4. Biegus A. Collapse of halls made from cold-formed steel sheets / A. Biegus, A. Kowal // Engineering Failure Analysis. – 2013. - №31. – P. 189–194.

УДК 624.014

ОБСЛЕДОВАНИЕ И ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КРЫТОЙ АВТОСТОЯНКИ

INSPECTION AND ENFORCEMENT STABILITY OF STEEL STRUCTURES COVERED PARKING

к.т.н., доцент ***Попова М.В.*** *(Владимирский государственный университет)*
к.т.н., доцент ***Репин В.А.*** *(Владимирский государственный университет)*
Бибик А.А. *(Владимирский государственный университет)*
Popova M.V. *(Vladimir State University)*
Repin V.A. *(Vladimir State University)*
Bibik A.A. *(Vladimir State University)*

Проведенное обследование стального каркаса автонавеса выявило характерные недостатки. Несущие конструкции крытой автостоянки представлены колоннами, выполненными из стальных прямошовных электросварных труб ∅ 325х5 мм, высотой, в среднем, 8,8 м; ригелями из спаренных двутавров, опирающихся на оголовок колонн и прогонов из тех же двутавров. Пролеты и шаг колонн 6 и 9 м. Кровля выполнена из оцинкованного профнастила по прогонам. Устойчивость каркаса призваны обеспечить вертикальные крестовые связи по колоннам. Однако, указанные связи установлены не по всем рядам колонн, хотя их постановка является обязательной. Недостаточная устойчивость тонкостенных элементов привела к аварии ряда навесов, выполненных в виде симметричных ″птичек″ - V-образных связей.

Классическое определение устойчивости, как известно, приводит к однозначному определению состояния равновесия (статического и динамического). Устойчивость строительных систем должна исследоваться с учетом всех ее параметров и воздействий. Анализ показывает, что для упомянутых, достаточно простых конструкций,

это не было сделано. Если обнаруживается хотя бы одна возможность потери устойчивости, равновесие считается не достигнутым, а конструкция неспособной воспринимать возможные при этом нагрузки.

С другой стороны, с вероятностной точки зрения возможен случай, когда, несмотря на возможность появления некоторых форм потери устойчивости, вероятность ее очень мала, что важно при проектировании и, очевидны в этом случае преимущества вероятностного подхода к задаче устойчивости. Установлено, что система имеет нулевую, или практически нулевую вероятность попасть в неустойчивое состояние, что накладывает меньше ограничений, чем требование не попадать в это состояние. Устойчивость может быть рассмотрена по Ляпунову. Одним из наиболее эффективных методов исследования устойчивости движения является прямой метод Ляпунова.

Рассмотрим некоторую вещественную функцию $W = W(x_1,x_2,\ldots,x_n)$, определённую в области [1],

$$\sum_{i=1}^{n} x_i^2 \le \mu, \quad (1)$$

где μ - постоянное положительное число.

Предполагается, что в области (1) эта функция однозначна, непрерывна и обращается в нуль, когда все x_1, x_2,..., x_n равны нулю, то есть

$W(0) = 0$.

Функцию называют знакопостоянной, если в окрестности начала координат функция W кроме нуля может принимать значения только одного знака. Если же знакопостоянная функция обращается в нуль только в том случае, когда все $x_1,\ldots,x_n$ равны нулю, то функция W называется знакоопределённой (соответственно определённо-положительной или определённо-отрицательной). Такая функция W, используемая для исследования устойчивости движения, называется функцией Ляпунова.

Знакоопределённая функция имеет при $x_1 = 0$ ($i = 1,2,.., n$) экстремум (минимум для определённо-положительной функции и максимум для определённо-отрицательной функции).

Рассмотрим знакопеременную функцию W*(x),* непрерывную вместе с производными первого порядка. Тогда при $x_1 = 0$ (i = 1,2,., n) она будет иметь изолированный экстремум, и, следовательно, все частные производные первого порядка, вычисленные в этой точке, будут равны нулю

$$\left(\frac{\partial W}{\partial x_i}\right)_0 = 0 \quad (i = 1,2,...,n).$$

Пусть параметры системы $y=(y_1, y_2,..., y_m)$ описывают причины, вызывающие отклонение системы от равновесного состояния u=0. Тогда, невозмущенное состояние равновесия называется устойчивым на интервале времени T, и соответствует параметрам реакции системы $u=(u_1, u_2, ..., u_n)$, если для любого малого положительного числа ε существует такое положительное число a, что на всем интервале (0, T)

$$\{|| y|| \le a\} \Rightarrow \{|u|<\varepsilon\}, \qquad (1)$$

где | | и || || обозначают нормы векторов.

Физически это означает, что невозмущенное равновесие будет устойчивым, если параметры реакции системы, элемента можно сделать меньше любого наперед заданного значения за счет изменения параметров системы, которые определяют отклонение от равновесного состояния.

Если предположить, что данное условие не удовлетворяется – существует по крайней мере один вектор возмущения y (параметр системы), который вызывает реакцию u, ограниченную снизу при любом значении a. При классическом (детерменированном расчете) один вывод – равновесие неустойчиво и требуется изменить систему для обеспечения ее надежности.

При вероятностном подходе можно продолжить исследования, определив какие векторы y параметров системы вызывают потерю устойчивости конструкции и насколько велика вероятность появления таких векторов (вектор-функции), имеющих каждый три компоненты. Эта вероятность может быть малой или весьма малой, которой можно пренебречь. Следовательно, необходим критерий устойчивости, поскольку возмущение в реальных конструкциях (превышение

нормируемых нагрузок, дефекты, повреждения) случайны и вектор реакции системы u рассматривается как стохастическое поле (Аугусти Г.). Сформулируем следующие вероятностные случаи расчета устойчивости:

1. Решение $u(t)=0$ устойчиво по вероятности, если для любого $\varepsilon>0$ и $\varphi>0$ существует a $(\varepsilon,\varphi) > 0$ такое, что неравенство (1) означает, что вероятность отказа $(0<t<\infty)$ более $(1-\varphi)$.

2. Решение $u(t)=0$ асимптотически устойчиво по вероятности, если для любого $\varepsilon_1>0$ вероятность отказа равна 1, $(t\to\infty)$.

3. Решение $u(t)=0$ устойчиво по вероятности на конечном интервале времени $(0,T)$, если для любых $\varepsilon>0$ и $\varphi>0$ существует a $(\varepsilon, \varphi)>0$ такое, что $\| y \| < a$ дает вероятность отказа равную $1-\varphi$.

4. Решение $u(t)=0$ устойчивого относительно средней нормы

E [| $\ddot{u}$ |], если для любого $\varepsilon>0$ существует a $(\varepsilon)>0$ такое, что (1) < a, то это приводит к тому, что верхняя граница отказа как события менее ε.

Опыт показывает, что поскольку главной целью проектирования является обеспечение надежности, необходим анализ влияния погрешностей вычисления на индекс надежности или вероятности отказа.

В заключение отметим, что после обследования одноэтажного каркаса было рекомендовано установить дополнительные вертикальные связи между колоннами.

Список литературы:

1. Меркин Д.Р. Введение в теорию устойчивости движения. М.: Наука, 1986.
2. Пановко Я.Г. Введение в теорию механических колебаний. М.: Наука, 1971.

УДК 624.014

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК С УСИЛЕНИЕМ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ СИСТЕМОЙ НА ЧАСТИ ПРОЛЁТА

THEORETICAL RESEARCH OF STEEL BEAMS WITH STRENGTHENING BY SHPRENGEL SYSTEM ON PART OF FLIGHT

к.т.н. доц. ***Репин В.А.*** *(Владимирский государственный университет)*
к.т.н. доц. ***Яшкова Т.Н.*** *(Владимирский государственный университет)*
магистр ***Бадаев А.Б.*** *(Владимирский государственный университет)*
Repin V.A. *(Vladimir state university)*
Yashkova T.N. *(Vladimir state university)*
Badaev A.B. *(Vladimir state university)*

При реконструкции зданий, в зависимости от их назначения бывают ситуации, что невозможно выполнить усиление балки шпренгельными системами с доведением их до опор. Препятствием к выполнению работ могут служить выступающие части технологического оборудования, линии коммуникаций и т.п. Поэтому, одним из решений такой проблемы является усиление конструкции на части пролёта, т.е. с отступом от опор.

В качестве объекта исследования принята стальная балка двутаврового сечения, загруженная равномерно распределённой нагрузкой. Решение задачи предполагается для случая, когда усилия (нормальные напряжения) в середине пролета балки достигли критических значений вследствие перегрузки, к примеру, из-за неправильной эксплуатации здания или аномально повышенных снеговых отложений и т.п., что привело к образованию пластического шарнира «ш$_1$» (рис. 1).

Для некоторого упрощения задачи принимается расчетная схема балки с симметричной шпренгельной системой (см. рис. 1). Расстояние шпренгельной системы от опор обозначаем величиной «*a*». Величинами «*b*» и «*c*» обозначаем ширину панелей шпренгельной системы. Высоту шпренгельной системы (расстояние между центрами тяжестей сечений балки и нижнего пояса шпренгеля) обозначаем величиной «$h_ш$».

Таким образом, основными задачами исследования являлись: разработка методики расчета усиления стальных балок шпренгельными системами на части пролета; выявление диапазона рациональных геометрических параметров шпренгельной системы (высота шпренгеля «$h_ш$», отступ от опор «*a*») при усилении стальных балок на части пролета.

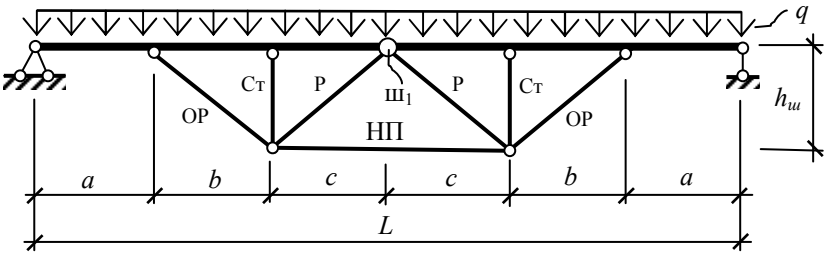


Рисунок 1. Расчётная схема балки,
усиленной шпренгельной системой на части пролёта

Расчет балок с таким способом усиления существующими инженерными методами либо очень затруднен, либо практически невозможен. Это связано с тем, что данная конструкция в приопорных участках является балочным элементом, а остальная часть конструкции в зоне шпренгеля по сути является фермой. Поэтому задачу по подбору сечения шпренгельных элементов строим из условия прочности конструкции составного сечения, когда максимальный момент от действия внешних сил не должен превышать удерживающий момент от внутренних усилий:

$$M_{max}^{внеш} \le M_{уд}^{внут} \qquad (1)$$

Величина удерживающего момента определяется как пара сил от несущей способности сечений балки и элемента нижнего пояса шпренгельной системы. Вследствие образования пластического шарнира в опасном сечении балки предполагаем, что половины балки – элементы мгновенно изменяемой системы – стремятся повернуться на некоторый угол. Таким образом, поворот составного сечения происходит относительно оси, проходящей через точку образования шарнира. В этом случае плечо удерживающего момента от несущей способности шпренгеля будет равно расстоянию между осями шпренгеля и балки, т.е. $h_ш$. Поскольку плечо удерживающего момента от несущей способности балки равно нулю, то величина

удерживающего момента будет зависеть только от несущей способности шпренгеля:

$$M_{уд}^{вкут} = RA_{ш} \cdot h_{ш} \quad (2)$$

где: R – расчётное сопротивление стали, $A_{ш}$ – площадь сечения НП шпренгеля, $h_{ш}$ – высота шпренгеля.

Подставляем выражение (2) в условие (1):

$$M_{max}^{внеш} \leq RA_{ш} \cdot h_{ш}$$

Отсюда находим:

$$A_{ш} \geq \frac{M_{max}}{R \cdot h_{ш}} \quad (3)$$

Выражение (3) показывает, что площадь поперечного сечения элементов НП шпренгеля не зависит от его длины (что подтверждается результатами численных исследований).

Определение длины участка усиления шпренгелем является более сложной задачей. Это обусловлено тем, что по мере включения шпренгеля в работу происходит перераспределение усилий между элементами балки и элементами шпренгельной системы. В сечениях балки в пределах зоны шпренгеля помимо изгибающих моментов возникают продольные усилия. Очевидно, что при некотором сочетании геометрических параметров шпренгеля (значения его высоты « $h_{ш}$» и отступа от опор балки «a») возникает опасность того, что усилия от совместного действия сжатия с изгибом превысят предел прочности стали. Кроме того, по мере увеличения отступа от опор (т.е. смещения ближе к зоне максимального момента) возрастают усилия в опорных раскосах шпренгеля и могут превысить величину усилий в НП, а определение усилий в ОР методами строительной механики весьма затруднительно.

Устранение возникновения указанных факторов при определении рациональных параметров конструкции шпренгеля позволит обеспечить надёжность сечений балки на участке с усилением, а решение задачи по расчёту будет сводиться к определению сечения шпренгеля по формуле (3).

Определение точных значений изгибающих моментов и продольных сил на указанном участке методами строительной механики очень трудоёмко. Поэтому, дальнейшее решение задачи выполняется с помощью компьютерного моделирования с использованием метода конечных элементов (МКЭ).

Длину участка усиления (вернее, величину отступа шпренгеля от опор) определяем путём исследования конструкций с различными

параметрами шпренгельной системы (длина и высота) с помощью компьютерного моделирования.

Численное решение задачи выполнено с помощью программного комплекса «ПК Лира». Было исследовано 30 вариантов моделей усиления с различными параметрами шпренгельной системы и усиливаемой балки:

$$a = (0{,}1;\ 0{,}15;\ 0{,}2;\ 0{,}25;\ 0{,}3)L;$$

$$h_б = \frac{L}{10};\ \frac{L}{12};\ \frac{L}{15};$$

$$h_ш = (1{,}5;\ 2{,}0)h_б.$$

где: a – величина отступа шпренгельной системы от опор, м; $h_ш$ – высота шпренгельной системы, м; $h_б$ – высота поперечного сечения балки.

Исследование данного конструктивного решения по усилению выполнено с учётом следующих предпосылок:

- конструкция шпренгельной системы принята двухстоечной (наличие пластического шарнира в середине пролёта балки не позволяет применить одностоечную систему) и симметричной относительно середины пролёта усиливаемой балки (с целью упрощения задачи), при этом, размеры панелей «*b*» и «*c*» приняты одинаковыми;

- предполагается, что элементы балки и шпренгельной системы изначально работают совместно (т.е. усиление конструкции выполняется при полной её разгрузке без предварительного напряжения);

- элементы балки и шпренгельной системы рассматриваются в виде стержней;

- сечения опорного раскоса (ОР) и нижнего пояса (НП) шпренгеля приняты одинаковыми (см. рис. 1).

Анализ результатов численного исследования показывают следующее:

- с увеличением отступа шпренгельной системы от опор значения прогиба возрастают, но не превышают величины предельного прогиба $[f/L] = L/200$ в 1,6 … 3,0 раза;

- наибольшая жёсткость конструкции достигается при $h_ш = 2h_б$ при минимальном значении отступа. По мере увеличения отступа шпренгельной системы от опор балки эффект повышения жесткости по сравнению с балками с высотой $h_ш = 1{,}5h_б$ снижается с 48% до 10%;

- напряжения в сечениях балки в зоне расположения шпренгельной системы возрастают по мере увеличения отступа от опор, а при $a = 0{,}3L$ приближаются к критическим;

- площади поперечного сечения НП шпренгеля для различных вариантов усиления, подобранные по результатам численных исследований, практически совпадают с соответствующими величинами, полученными по формуле (3). Разница значений составляет в пределах 0,2%;

- формула (3) справедлива при расчете усиления балок только для случая, когда усилия в наклонных элементах шпренгеля не превышают значения усилий в НП шпренгеля. Этому требованию соответствуют балки со следующими параметрами шпренгельной системы (ШС):

для $h_ш = 1{,}5h_б$: при $h_б = L/10 – L/15$; $a \le 0{,}3L$;

для $h_ш = 2h_б$: при $h_б = L/10$; $a \le 0{,}2L$;

для $h_ш = 2h_б$: при $h_б = L/12$, $L/15$; $a \le 0{,}25L$.

В остальных случаях, расчет следует выполнять в программных комплексах по методу конечных элементов (МКЭ);

- расход материала снижается по мере увеличения отступа и высоты самого шпренгеля с 10% до 18%.

С учётом выше приведённых выводов назначаем рациональные геометрические параметры шпренгельной системы:

- рекомендуется использовать ШС с высотой $h_ш = 2h_б$ при отступах шпренгельной системы $a \le 0{,}25L$;

- усиление с высотой шпренгеля $h_ш = 1{,}5h_б$ рекомендуется применять для стеснённых условий, ограничивающих высоту шпренгельной системы, при $a \le 0{,}3L$.

Список литературы:

1. Ребров И. С. Усиление стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет.–Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1988—88 с, ил. ISBN 5-274-00153-X.

2. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции». – М.:1989

3. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*)/Укрниипроектстальконструкция.-М.:Стройиздат, 1989.

УДК 624.072.221

ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЁТНЫХ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ С ЭФФЕКТИВНЫМ РАЗМЕЩЕНИЕМ АРМАТУРЫ

NUMERICAL METHOD RESEARCH OF BEAMS OF LARGE SECTIONS OF VARIABLE RIGIDITY WITH THE EFFECTIVE PLACEMENT OF REINFORCEMENT

д.т.н., проф. ***Рощина С.И.****, к.т.н., аспирант* ***Киселёв И.В.****, старший преподаватель* ***Власов А.В.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
Dr. Professor ***Roshchina S.I.****, PhD, doctoral student* ***Kiselev I.V.****, university lecturer* ***Vlasov A.V.*** *(Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs)*

Аннотация

Для исследования напряжённо-деформированного состояния балок переменной жёсткости с эффективным размещением арматуры использован численный эксперимент с помощью программного комплекса Лира 9.6. При исследовании был задан закон нелинейного деформирования, учитывающий действительную работу основного материала конструкции – древесины.

Ключевые слова

Большепролётная балка, эффективное армирование, численное исследование, физическая нелинейность.

Abstract

To study the stress-strain State of beams of variable rigidity with the effective placement of reinforcement used numerical experiment by using program complex Lira 9.6. In the study of nonlinear deformation law was reised, taking info account the actual work of the basic material of construction – wood.

Keywords

Beam large spans, efficient reinforcement, numerical study, physical nonlinearity

В настоящее время для выявления напряжённо-деформированного состояния натурных конструкций существует множество различных математических моделей и экспериментальных исследований. Однако проведение экспериментальных исследований на натурных моделях требует значительных затрат. Поэтому для анализа и выбора оптимальной математической модели применяют численный эксперимент, основанный на использовании прикладных программных комплексов.

Для численных исследований была создана компьютерная модель балки в программном комплексе Лира 9.6 с учётом физической нелинейности.

Жёсткостные характеристики элементов балки представляют собой составную по ширине сечения, состоящую из двух одинаковых, прямоугольного поперечного сечения частей, каждая шириной b=140 мм, длинной 24 м. Высота балки в середине пролёта h=1617 мм, на опоре $h_{оп}$ =825 мм. В качестве армирующего элемента были приняты арматурные стержни класса А500С диаметром 40 мм.

Общий вид одной из составных частей балки переменной жёсткости с эффективным размещением арматуры по длине представлен на рис. 1.

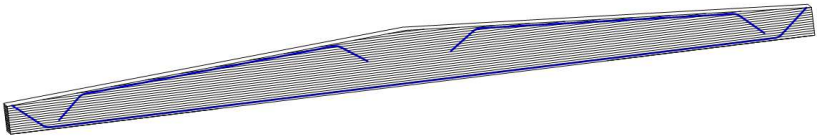


Рисунок 1. Общий вид одной из составных частей балки

Поскольку в физически нелинейных задачах отсутствует прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями. Материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования. В нашем случае закон деформирования несимметричный – с различными пределами сопротивления растяжению и сжатию, поскольку древесина является анизотропным материалом. Следовательно, при исследовании необходимо задать закон нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями, то есть при выполнении расчёта следует учитывать действительную работу древесины (физическую нелинейность). Связь между арматурой и древесиной непрерывна по длине конструкции и обеспечивает их совместную работу.

Расчётная схема балки – балка на двух опорах, загруженная равномерно распределённой нагрузкой.

С помощью элементарных геометрических объектов задаём расчётную конечно-элементную модель, которая представляет собой плоский элемент усиленный стержневыми элементами.

Разбиваем конструкцию на конечные элементы, а также задаём тип конечного элемента:

- пластины – 230 КЭ – физически нелинейный четырехугольный конечный элемент плоской задачи (балка-стенка); 222 КЭ – физически нелинейный треугольный конечный элемент плоской задачи (балка-стенка);

- стержень – 10 КЭ – универсальный пространственный стержневой конечный элемент.

Рассчитываемую конструкцию закрепляем в пространстве, указывая закрепляемые опорные узлы и способы их защемления.

Для расчёта геометрической схемы задаём жёсткостные характеристики элементов пластин и стержневых элементов.

Моделирование физической нелинейности производится с помощью конечных элементов, оперирующих библиотекой законов деформирования материалов. По результатам физико-механических характеристик основного материала конструкции – древесины, был задан закон нелинейного деформирования, а именно 14 – кусочно-линейный закон деформирования.

Для исследования напряжённо-деформированного состояния балки прикладываем в узлы верхнего пояса сосредоточенные силы, которые с достаточной точностью имитируют действительную равномерно-распределённую нагрузку. Пошагово загружаем балку до условного предела прочности древесины или предела текучести арматуры в зависимости от того, какие напряжения из них достигнут раньше.

Проведя численное исследование напряжённо-деформированного состояния конструкции с учётом действительной работы древесины, было установлено что, разрушение конструкции будет происходить по сечению 5-5, в результате достижения арматуры растянутой зоны предела текучести (рис. 3).

По характеру распределения нормальных напряжений по длине конструкции можно судить, что армирование сжатой зоны двускатной деревянной балки позволяет избежать возникновения пластических шарниров в наиболее опасном сечении 3-3 от воздействия максимальных нормальных напряжений обычных балок, без армирования, в результате чего, нормальные напряжения сжатых

волокон древесины смещаются в более высокую часть балки. В этом случае за счёт образования пластических шарниров в сжатых волокнах древесины нейтральная ось сдвигается в сторону растянутой зоны сечения, при этом фактическое краевое напряжение сжатия и растяжения меньше чем арматуре, в результате чего напряжения в арматуре растянутой зоны достигают предела текучести прежде, чем будет исчерпана прочность древесины. Нагрузка, при которой арматура достигнет предела текучести, составляет q=7,7 т/м. Результаты численных исследований в виде эпюр и изополей напряжений, при данном загружении, представлены на рис. 2–4.

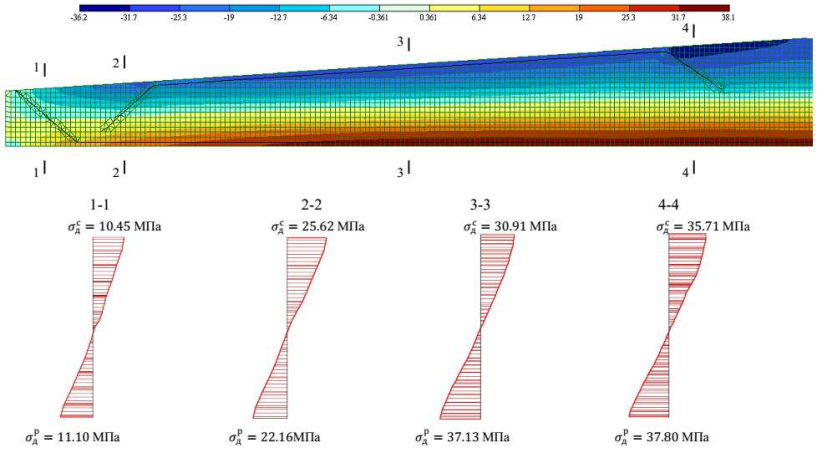


Рисунок 2. Характер распределения нормальных напряжений в древесине

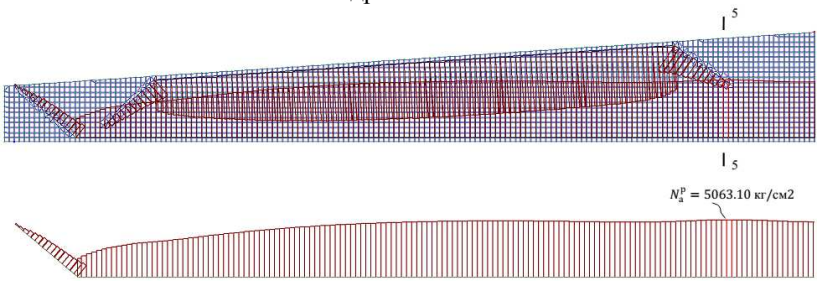


Рисунок 3. Характер распределения нормальных напряжений в арматуре

Характер распределения касательных напряжений по длине конструкции, особенно в приопорной зоне показывает, что данный способ армирования обеспечивает достаточную прочность на действие сдвигающих усилий (рис. 4).

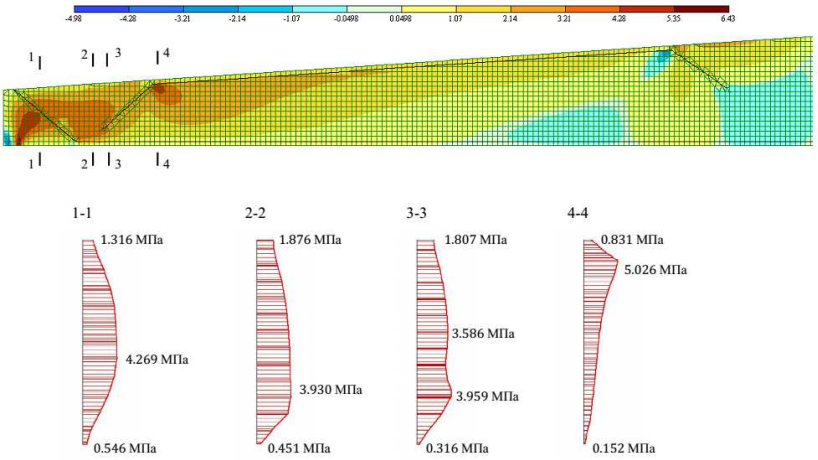


Рисунок 4. Характер распределения касательных напряжений в древесине

По результатам исследования был построен график зависимости между нагрузкой и деформацией (рис. 5).

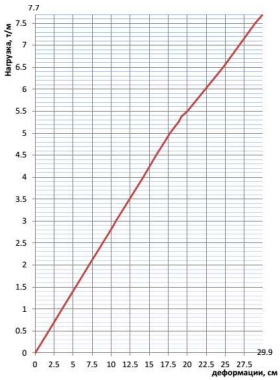


Рисунок 5. График зависимости нагрузка-деформации

Полученные результаты численного исследования достаточно достоверно отражают работу конструкции в целом, поскольку учитывают действительную работу древесины вплоть до установления возможного места разрушения конструкции.

Кроме того данный метод расчёта позволяет выявить резервы несущей способности балки, на основе перераспределения внутренних усилий, поэтому данная методика может быть рекомендована для расчёта деревянных балок.

Список литературы:

1. Карлсен Г.Г., Слицкоухов Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс. М.:Стройиздат, 1986. – 543 с.

2. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки. Текст докторской диссертации, 2009.

3. Смирнов Е.А. Прочность и деформативность клееных деревянных балок с групповым армированием на части длины. Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук. Владимир, 1986.

4. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве // Учебное пособие. – Владимир, ВлГУ, 2002. - 68с.

УДК 624.072.2.011

ПРЕДПОСЫЛКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ ПО ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

PREREQUISITES FOR CONDUCTING TESTS FOR FIRE RESISTANCE DERIVATISING STRUCTURES

д.т.н. профессор ***Рощина С.И.*** *(Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
ассистент ***Сергеев М.С.*** *(Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Пащенко А. Н. *(Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Dr. Professor ***Roschina S.I.****; (Vladimir State University)*
Sergeev M.S.*; (Vladimir State University)*
Paschenko A.N.*; (Vladimir State University)*

Аннотация: рассмотрены предпосылки для проведения испытаний на огнестойкость новых деревокомпозитных конструкций.
The annotation:
the preconditions for carrying out fire tests of new derivatising structures.

Ключевые слова: деревокомпозитные балки, огнестойкость, прочность, углеродные нанотрубки, эпоксидные олигомеры. Keywords: ompozitnye beams, resistance, strength, carbon nanotubes, epoxy oligomers.

Вопрос огнестойкости строительных конструкций всегда имел первостепенную роль, и в особенности это относится к деревянным конструкциям.

Авторами предполагается проведение испытаний деревокомпозитных балок на основе клеевой композиции с включением УНТ (углеродных нанотрубок) предложенных в [1].

Основное новшество данных балок заключается в применяемой клеевой композиции, основанной на эпоксидно-диановом олигомере ЭД-20 с различными температурами отверждения состава. Актуальность была доказана раньше и представлена на рис. 1.

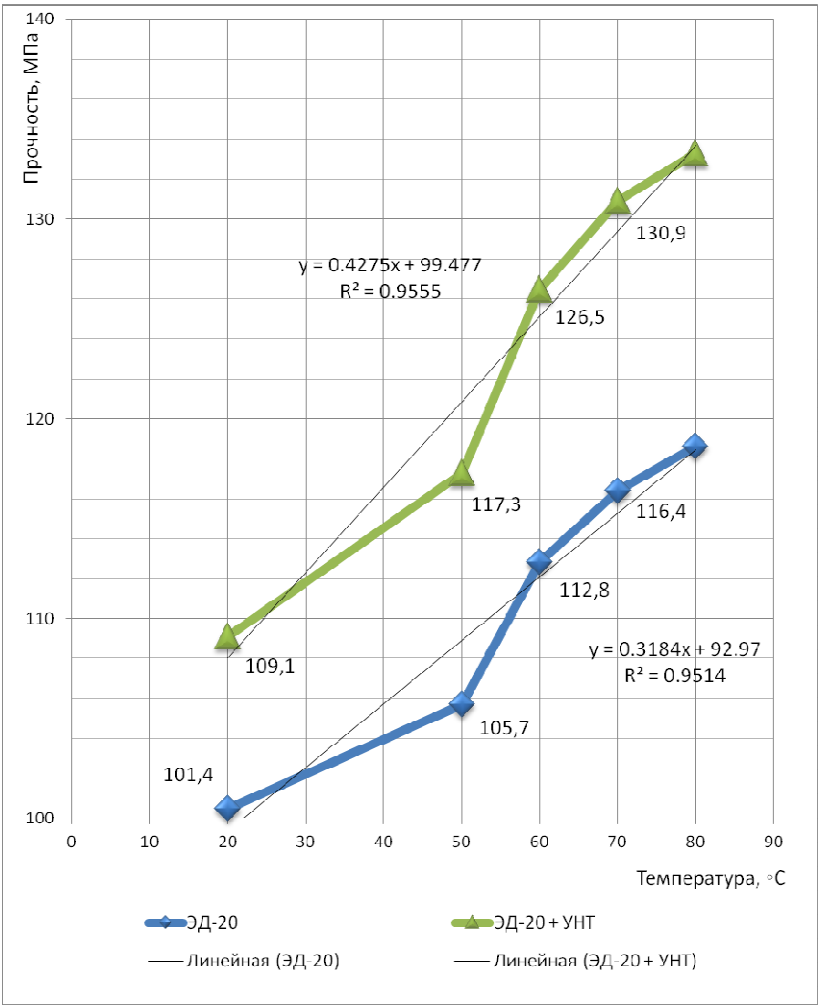


Рис. 1. Зависимость прочности эпоксидной смолы
от температуры отверждения

На основе проведённых исследований можно сделать вывод о том, что в условиях отверждения недостаточных для достижения полной конверсии (не высокая температура, недостаток отвердителя) наличие в системе УНТ позволяет достичь более высокой конверсии, а следовательно получить более регулярную и частую сетку химических

сшивок, чем в исходных системах. Очевидно, что такие, «доотвержденные», композиции будут обладать более высокой температурой стеклования, более высоким модулем упругости, большей разрывной деформацией и как следствие более высоким пределом прочности[3].

Именно такой эффект, одновременного увеличения физико-механических характеристик и температуры стеклования, в условиях двухстадийного отверждения и наблюдался в ряде работ посвященных исследованию эффективности модификации эпоксидных матриц УНТ.

Условие двухступенчатого отверждения (при этом температура первой стадии существенно ниже температуры стеклования эпоксидной композиции) является важным. Так как использование такого режима, не позволяет достигнуть глубины конверсии, получаемой при изотермическом отверждении при температуре второй стадии. Очевидно, что в этих условиях эффективность модификации будет зависеть от температурного режима отверждения [3].

Прочность эпоксидной матрицы ЭД-20 имеющей в своём составе углеродные нанотрубки повышается на 6-8% при холодном отверждении и на 12-18 % при горячем отверждении.

При горячем отверждении образцы набирают прочность значительно быстрее, это связанно с тем, что при повышенных температурах конверсия наступает быстрее и протекает глубже.

Кроме того, согласно [2], эпоксидные смолы отверждённые холодным способом теряют свои свойства при нагревании до 80^{o}C, и после уменьшения температуры уже не восстанавливаются. При горячем отверждении рабочая температура, достигает 300-315^{o}C, что является важным фактором увеличивающим предел огнестойкости.

Что касается результатов применения описанных выше смол в деревокомпозитной конструкции, то применение углеродных нанотрубок в составе клеевой композиции увеличивает трещиностойкость древесины, повышаются адгезионно-когезионные характеристики соединения. Применяемый прогрев конструкции не только увеличивает несущую способность симметричных балок, но и является важным фактором влияющим на предел огнетойкости конструкции. Однако степень и значимость этого влияния без натурных испытаний определить не возможно. Решение же этого

вопроса позволит создавать принципиально новые нанокомпозитные конструкции, обладающие повышенными прочностными, жесткостными характеристиками и имеющими широкий спектр применения.

Список литературы:

1. Сергеев М.С. Совершенствование технологии изготовления деревянных конструкций с термоупрочнением краевых зон : диссертация кандидата технических наук : 05.21.05 / Сергеев Михаил Сергеевич. – Владимир, 2013. – 173 с.

2. Кардашов, К. А. Конструкционные клеи / К. А. Кардашов. – М. : Химия, 1980. – 288 с.

3. Кондрашов, С. В. Влияние малых количеств функционализированных нанотрубок на физико-механические свойства и структуру эпоксидных композиций / С. В. Кондрашов, Р. В. Акатенков, В. М. Алексашин, И. В. Аношкин, А. Н. Бабин, В. А.Богатов, В. П. Грачев, В. Т.Минаков, Э. Г.Раков // Деформация и разрушение материалов. – 2011г. - №11 - с. 35-40.

УДК 624.072.2.011

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ДРЕВЕСИНЫ, АРМИРОВАННОЙ СТЕКЛОТКАНЬЮ С ВКЛЮЧЕНИЕМ УНТ, ПРИ СКАЛЫВАНИИ ВДОЛЬ ВОЛОКОН

STUDY OF STRESS-STRAIN STATE OF WOOD, FIBERGLASS REINFORCED WITH THE INCLUSION OF CNT AT CHIPPING ALONG THE GRAIN

д.т.н., проф. ***Рощина С.И.*** *(Владимирский Государственный Университет)*
к.т.н., проф. ***Смирнов Е.А.*** *(Владимирский Государственный Университет)*
Лисятников М.С. *(Владимирский Государственный Университет)*
Грибанов А.С. *(Владимирский Государственный Университет)*
Dr. Professor ***Roschina S.I.****; (Vladimir State University)*
Professor ***Smirnov E.A.****; (Vladimir State University)*
Lisyatnikov M.S.*; (Vladimir State University)*
Gribanov A.S.*; (Vladimir State University)*

В строительном проектировании зачастую встречаются конструкции, разрушение которых происходит не по нормальным сечениям в середине пролета, а от скалывающих напряжений в приопорной зоне. Среди ярких примеров таких конструкций можно выделить деревянные стропильные балки с отношением высоты к длине элемента 1/8…1/9 в зависимости от сорта древесины [1], или деревянные балки чердачного и междуэтажного перекрытия, дополнительно нагруженные в приопорных зонах возле стен инженерным оборудованием (котлами, вентиляционными установками, трубопроводами и т.д.). Перед проектировщиками возникает вопрос усиления приопорных зон деревянных балок.

Одним из направлений современного усиления деревянных конструкций является армирование последних стеклотканью на клеевой композиции с включением УНТ. Однако работа на скалывание древесины в приопорных зонах армированных деревянных конструкций остается мало изученной. В связи с этим были проведены испытания на скалывания вдоль волокон.

Из древесины второго сорта были выпилены три серии стандартных образцов (рисунок 1). Первая серия состояла из трех деревянных образцов без усиления (Д1…3), в следующей серии на три образца наклеивалась стеклоткань в один слой с каждой стороны при помощи обыкновенной эпоксидной матрицы (К1…3). В третей серии на три образца стеклоткань наклеивалась так же в один слой с каждой стороны, но в клеевой состав добавлялись углеродные нанотрубки в следующих пропорциях: 100 вес ч. ЭД-20, 15 вес ч. ПЭПА, УНТ 0,5 вес ч. ($К_{унт}$1…3).

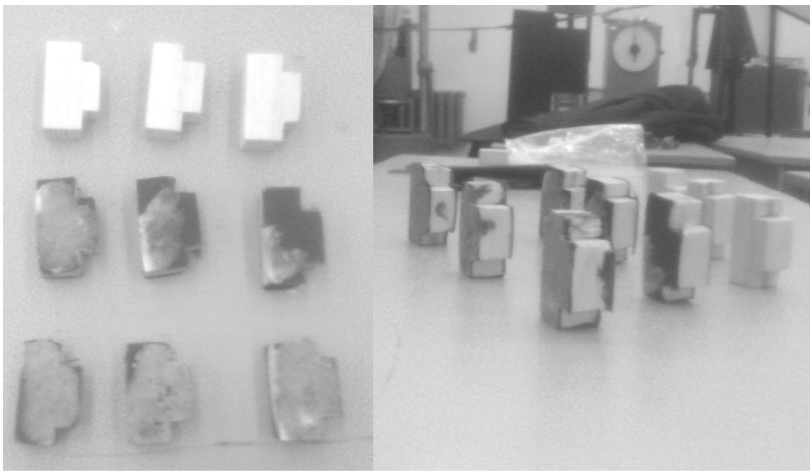
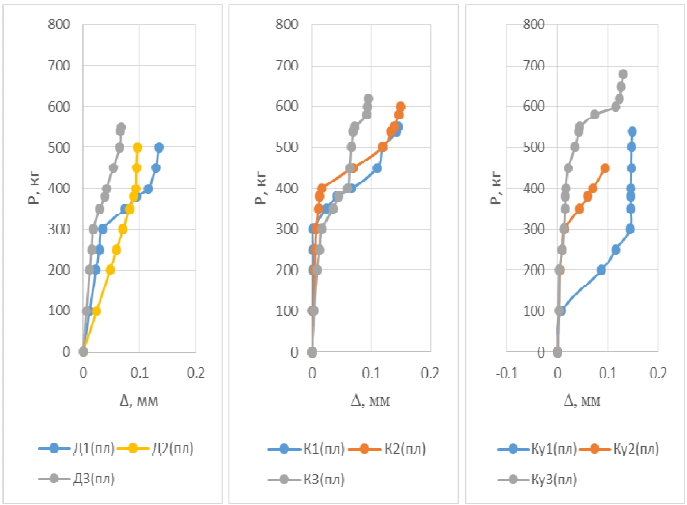


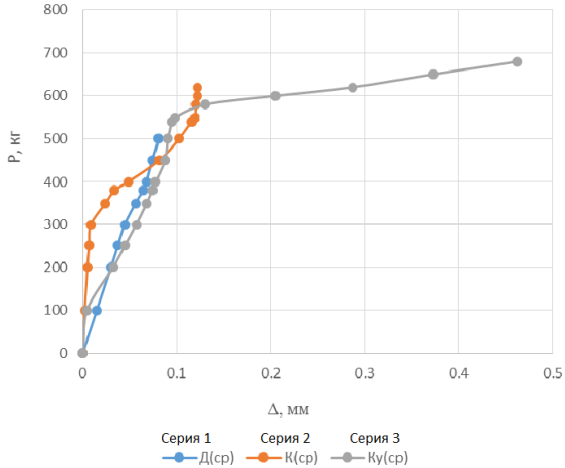
Рисунок 1. Образцы для испытания на скалывание вдоль волокон

Температура в помещении была 21^{o}С, относительная влажность составляла 56%, влажность образцов 13-15%.

Все исследования проводились согласно ГОСТ 16483.5-73 [2]. Результаты опытов представлены графически в виде зависимости «нагрузка – перемещение».



а) б) в)



г)

Рисунок 2. Результаты испытаний. а – 1-ая серия испытаний; б – 2-ая серия испытаний; в - 3-яя серия испытаний; г – сравнительное изображение средних показателей всех трех серий испытаний

Максимальная разрушающая нагрузка для неармированных деревянных образцов составила 550 кг при перемещении 0,098 мм, для образцов усиленных стеклотканью на обычной клеевой

композиции – 620 кг при перемещении 0,122 мм, для образцов усиленных стеклотканью с включением УНТ – 680 кг при перемещении 0,462 мм.

В результате проведения экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния древесины, армированной стеклотканью с включением УНТ, при скалывании вдоль волокон, можно сделать следующие выводы:

1) Прочность образцов 3-ей серии испытаний увеличивается в среднем на **10…16 %** по сравнению с 1-ой серией, и на **5…7%** по сравнению со 2-ой серией;
2) Деформативность образцов 3-ей серии испытаний снижается в **4…5 раз** по сравнению с 1-ой серией, и в **3 раза** по сравнению со 2-ой серией;
3) Исключается возможность хрупкого разрушения конструкций в приопорной зоне за счет клеевой связи древесины со стеклотканью.

Полученные данные, безусловно, можно считать отправной точкой в изучении усиления приопорных зон деревянных конструкций при помощи стеклоткани и УНТ.

Список литературы:

1. Конструкции из дерева и пластмасс. Под ред. Слицкоухова Ю.В., Стройиздат, 1986, 122с.
2. ГОСТ 16483.5-73. Древесина. Метод определения предела прочности при скалывании вдоль волокон.
3. Исследование деревокомпозитных конструкций с применением эпоксидных олигомеров модифицированных углеродными нано-трубками. Рощина С.И., Сергеев М.С., Лукина А.В., Лисятников М.С., УДК 60, ББК 30-1, Н-66, Научно-технический вестник Поволжья. №2 2013 г. – Казань: Научно-технический вестник Поволжья, 2013.-298 с. ISBN 2079-5920, с. 189-192

СТРОПИЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ И ПОКРЫТИЕ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ ПРИ ШАГЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ 15 МЕТРОВ

TRUSS & COATING INDUSTRY BUILDINGS IN STEP CROSS FRAME OF 15 METERS

д.т.н., профессор ***Рощина С.И.*** *(Владимирский государственный университет)*
к.т.н., профессор ***Шишов И.И.*** *(Владимирский государственный университет)*
Рязанов М.А. *(Владимирский государственный университет)*
Эззи Хишам *(Владимирский государственный университет)*
Dr. Professor ***Roschina S.I.****; (Vladimir State University)*
Professor ***Shishov I.I.****; (Vladimir State University)*
Ryzanov M.A.*; (Vladimir State University)*
Ezzie Hisham.*; (Vladimir State University)*

Одноэтажные производственные здания каркасного типа применяются во многих отраслях промышленности. Покрытия для них выполняются обычно из линейных элементов: балочных ребристых плит и стропильных конструкций – ригелей поперечных рам – в виде двускатных балок, ферм или арок [1]. При пролетах 24 м и шаге поперечных рам 12 м чаще применяются фермы: раскосные сегментные или безраскосные. Они имеют большую высоту в середине пролета и неудобны для транспортирования и монтажа. Ребристые плиты опираются на них сверху и увеличивают высоту покрытия до 3.75 м. Плиты работают как однопролетные балки с шарнирными опорами по концам. В середине пролета в них возникают большие изгибающие моменты, по которым подбирается продольная рабочая арматура, и, поскольку это арматура предварительно напряженная, сечение ее по длине не меняется. Получается, что за пределами средней зоны – зоны наибольших моментов – арматура используется неэффективно.

Представляет интерес спроектировать стропильную конструкцию меньшей высоты, удобную для транспортирования и монтажа, и соединить ее с плитами покрытия жестко. Это уменьшает изгибающий момент в середине пролета плиты и требуемое сечение предварительно напряженной арматуры. На этой основе можно увеличить расстояние между поперечными рамами здания до 15 м, что

позволит ускорить монтаж каркаса и более эффективно использовать площадь цеха при расстановке технологического оборудования.

Такая стропильная конструкция показана на рисунке 1.

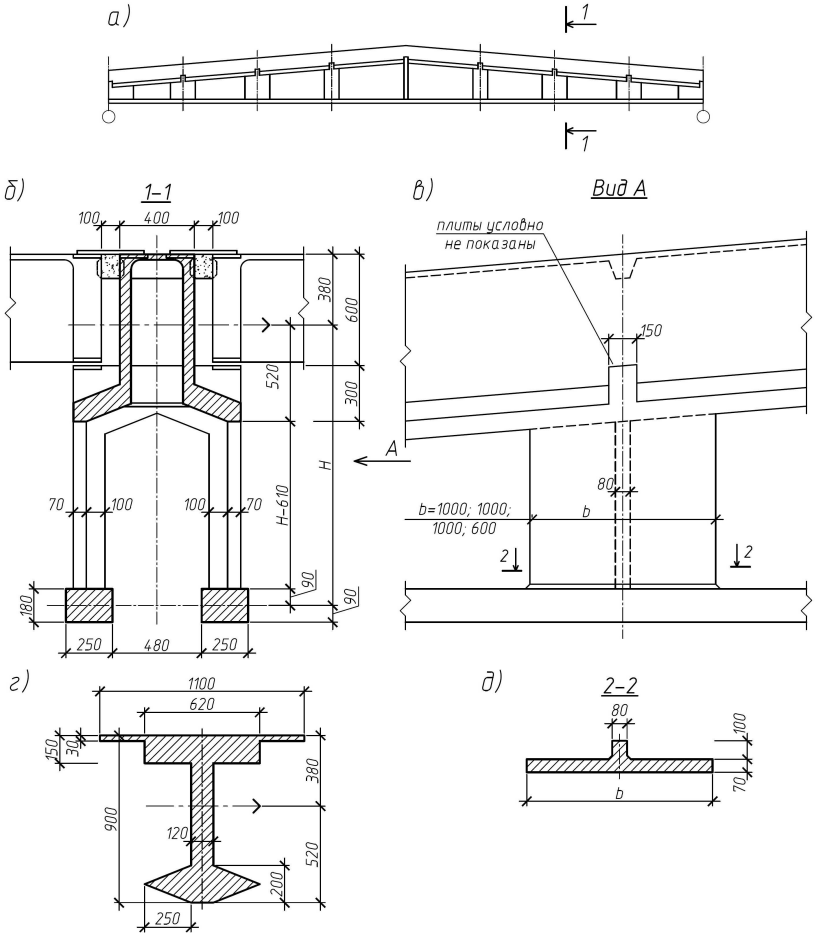


Рисунок 1. Сборно-монолитная стропильная конструкция,
где: а) - общий вид; б) - поперечное сечение сборной части; в) - вид сбоку;
г) - расчетное сечение верхнего пояса; д) - сечение стойки

Это рама двускатного очертания относительно небольшой высоты, верхний и нижний пояса которой выполнены из линейных элементов, а стойки из пластин. Рама сборно-монолитная. Сечение сборной части можно видеть на рис. 1б. Ребристые плиты покрытия имеют несколько уменьшенную длину, опираются на стойки, свариваются с ними по закладным деталям и располагаются в пределах высоты стропильной конструкции. Монолитный бетон, укладываемый по щитку несъемной опалубки, соединяет торцевые ребра плит и верхний пояс ригеля. Соединение обеспечивается силами сцепления бетона и сваркой закладных металлических деталей продольных ребер плит и верхнего пояса. Получается жесткое соединение плит с ригелем, и в работу ригеля вовлекаются торцевые ребра плит. Расчетное сечение верхнего пояса показано на рис. 1г.

Большая ширина ригеля (900 мм) и относительно небольшая высота делают его устойчивым на монтаже, но опора для него также должна быть широкой. Предлагается опирать его на спаренные колонны, соединенные поверху короткими балками. Расстояние между колоннами в паре может быть равно ширине стропильной конструкции, ширина сечения – половине ширины одиночной колонны, фундамент может быть общим. Перерасход бетона и арматуры, вероятно, будет минимальным. Спаренные колонны улучшают также условия опирания подкрановых балок.

В таблице приводится сравнение трех вариантов предлагаемых стропильных конструкций, имеющих высоту в осях верхнего и нижнего поясов в середине пролета соответственно 2.0, 2.25 и 2.5 м и уклон верхнего пояса 1:12, с фермами типового решения [2]. Расчетная нагрузка для всех конструкций 6.5 кПа, пролет 24 м, шаг поперечных рам здания в типовых решениях 12 м, в предлагаемых – 15. Расчеты выполнялись по предельным состояниям первой и второй групп в соответствии с нормами [3], [4] по программному комплексу SCAD и по программе, разработанной на кафедре «Строительные конструкции» Владимирского государственного университета, реализующей метод перемещений с учетом продольных деформаций стержней.

Ребристая плита покрытия аналогична плите серии 1.465-3, тип II, но имеет длину 14.4 м и высоту сечения 600 мм. Арматура продольных ребер – 4 каната К-7 диаметром 12 мм (по 2 в ребре) – подобрана так, чтобы момент от длительной нагрузки не превышал момента образования трещин. В приопорных зонах в верхней части сечения

устанавливается по 4 стержня А500 диаметром 18 мм, что обеспечивает прочность и трещиностойкость. Жесткость плиты также достаточна: максимальный прогиб от длительной нагрузки составляет 33 мм при предельно допустимом значении 60 мм. Сравнение ребристых плит типового и предлагаемого решений с шагом поперечных рам здания 12 и 15 м соответственно приводится в таблице.

Таблица 1-Расход бетона и продольной рабочей арматуры на покрытие

Конструкция			На одну конструкцию		На два пролета в 24 м длиной 900 м		Высота покрытия, м
			Объем бетона, $м^3$	Продольная арматура, кг	Объем бетона, $м^3$	Продольная арматура, кг	
Стропильные конструкции	Типовые	Раскосная сегментная ферма	7,42 М400	474 П-7	1 128 М 400	72 048 П-7	3,75
		Безраскосная ферма	7,3 М500	638 П-7	1 110 М 500	96 976 П-7	3,75
	Предлагаемые	Н = 2,0 м	5,28 В40	681 К-19	644 В40	83 082 К-19	2,47
		Н = 2,25 м	5,58 В40	584 К-19	681 В40	71 248 К-19	2,72
		Н = 2,5 м	6,14 В40	487 К-19	749 В40	59 414 К-19	2,97
Ребристые плиты	Типовая по серии 1.465-3, тип II, l = 12 м, h = 450 мм		2,96 М400	88 П-7	3 552 М400	105 600 П-7	
	Предлагаемая, l = 14,4 м, h = 600 мм		3,84 В40	41 К-7 36 А500	3 686 В40	39 360 К-7 34 560 А500	

Вывод. Предложенная сборно-монолитная стропильная конструкция покрытия одноэтажного промышленного здания, жестко соединенная с ребристыми плитами, позволяет уменьшить расход предварительно напряженной арматуры и высоту покрытия.

Сборная часть конструкции имеет уменьшенную высоту и массу и удобна при транспортировании и монтаже.

Список литературы:

1. *Бондаренко, В.М.* Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для вузов строит. спец. / *В.М.Бондаренко, Р.О.Бакиров, В.Г.Назаренко, В.И.Римшин*. – М.: Высшая Школа, 2002. – 876 с.

2. *Бердичевский, Г.И.* Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / под ред. *Г.И.Бердичевского*. – М.: Стройиздат, 1974. – 398 с.

3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

4. СП 20. 13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТЕКЛОТКАНИ И КОМПАУНДА С ВКЛЮЧЕНИЕМ УГЛЕРОДНЫХ НАНОТРУБОК

TECHNOLOGICAL SOLUTIONS MANUFACTURING DEREVOKOMPOZITNYH BEAM STRUCTURE USING FIBERGLASS AND COMPOUNDS WITH THE INCLUSION CARBON NANOTUBES

д.т.н. профессор ***Рощина С.И.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
к.т.н., ст. преп. ***Шохин П.Б.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
Аркина Т.О. *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
Prof. ***Roshchina S.I.****,* ***Shokhin P.B., Arkina T.O.*** *(the Vladimir state university of name A.G. and N.G.Stoletovyh)*

Аннотация

В данной статье рассматривается метод изготовления деревокомпозитных балочных конструкций, описывается метод смешивания углеродных нанотрубок и эпоксидной смолы, приведен пример склеивания конструкции методом вакуумной инфузии.

Технологией изготовления называют научно и практически обоснованную систему знаний методов воздействия и приемов превращения сырья и материалов в готовую продукцию. Производственный процесс изготовления конструкций включает в себя: проектирование, основное производство, техническое, материальное и общее обслуживание.

Технологический процесс изготовления деревокомпозитных балочных конструкций может быть разделен на 6 этапов:

1. Механическая обработка заготовок.
2. Подготовка заготовки «усиливаемый элемент»-стеклоткань на основе базальтового стекловолокна.
3. Приготовление эпоксидной матрицы с включением углеродных нанотрубок в состав клеевой композиции.

4. Операция сборки и склеивания деревокомпозитной конструкции методом вакуумной инфузии.
5. Проведение заключительных операций по механической обработке деревокомпозитной конструкции.
6. Сертификация готовой конструкции.

Операции механической обработки древесины выполняются в соответствии с рекомендациями ЦНИИМОД, ЦНИИСК, Гипродрев, СНиП и технических регламентов. Особое внимание необходимо уделить подготовке композитных материалов.

Использование модифицированных связующих для изготовления деревокомпозитных конструкций методом вакуумной инфузии возможно лишь в случае равномерного диспергирования УНТ по объему жидкого связующего. В этом случае не происходит фильтрации наномодификатора при пропитке армирующего наполнителя. Для решения этой задачи используем процесс совмещения эпоксидной смолы с различными типами УНТ включающий три стадии:

1. Ультразвуковое диспергирование УНТ в эпоксидном олигомере ЭД-20 в смеси с органическим растворителем в течение 40 мин. Диспергирование частиц производится с использованием ультразвуковой ванной «Сапфир» (рис.1).
2. Дезагригирование дисперсии с помощью трехвалкового смесителя. Общий вид трехвалкового смесителя представлен на рис.2.
3. Термообработка дисперсии при температуре 1200С в течение 120 мин.

Рис.1. Ультразвуковая ванная «Сапифир»

Рис.2. Общий вид трехвалкового смесителя

Описанный процесс позволит получить эпоксидную смолу с включением УНТ, которые будут равномерно диспергированны по объему. Исследования с помощью оптического микроскопа показали, что максимальный размер агрегированных УНТ не превышает 0,8-0,5 мкм.

Процесс склеивания деревянной заготовки и элемента усиления производим по методу вакуумной инфузии. Метод вакуумной инфузии основан на применении вакуума для пропитки армирующего материала связующим. Данный метод широко применяется для малосерийного производства деталей, как небольших, с площадью поверхности в несколько кв.м., так и крупных, таких как корпуса судов.

Процесс производства изделий методом вакуумной инфузии проходит в два этапа. Первый этап – подготовительный. На этом этапе проводим подготовку матрицы (заготовка из древесины), её чистку, заполнение пор, нанесение разделяющего агента. Затем предварительно раскроенные стекломатериалы укладываем и фиксируем на матрице. После того, как армирующий материал уложен, прокладываем вакуумный канал, герметизирующий жгут, жертвенная ткань, сетка и канал для распределения смолы. Затем, на композицию укладывается вакуумный мешок и фиксируется по периметру клейким жгутом. Далее, после проверки герметичности всей системы и подключения вакуумной пампы, переходим ко второму этапу. Из системы откачивается воздух, и за счёт разницы давления в пакет подаётся смола, предварительно смешанная с катализатором. Смола равномерно пропитывает армирующий материал. После отверждения связующего проводится удаление плёнки и расформовка изделия.

Применение вакуума позволяет обеспечить равномерную пропитку смолой, а также снизить вероятность образования пузырьков воздуха, влияющих на характеристики готового изделия.

Преимущества метода:

- Возможность изготовления крупногабаритных изделий;
- Снижение количества отходов;
- Низкая стоимость материалов и оборудования;
- Улучшение соотношения армирующего материала и смолы (повышение прочности и лёгкости изделия);

Совершенствование технологического процесса предусматривает совмещение отдельных видов работ, применения

современного технологичного оборудования и новых наноклеевых композиций. Применение углеродных нанотрубок в составе клеевой композиции увеличивает трещиностойкость древесины, повышаются адгезионно-когезионные характеристики соединения.

Это позволяет создавать принципиально новые нанокомпозитные конструкции, обладающие повышенными прочностными и жесткостными характеристиками.

Рис.3. Схема изготовления деревокомпозитной балочной конструкции по методу вакуумной инфузии

Список литературы:

1. Шохин П.Б. Повышение эксплуатационной надежности деревокомпозитных балочных конструкций. Текст кандидатской диссертации, 2012.

2. Акатенков, С.М. Алдошин, В.Н. Алексашин, И.В. Аношкин, В.А. Богатов, В.П. Грачев, С.В. Кондрашов. Повышение свойств эпоксидных полимеров малыми добавками функционализированных углеродных наночастиц. Международный форум по нанотехнологиям Москва, 3-5 декабря 2008 г.

СОСТАВНЫЕ БАЛКИ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ И ОСНОВЫ ИХ РАСЧЕТА

д.т.н., проф. Серов Е.Н. (Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)

Dr. Professor Serov E.N. (State University of Building Engineering and Architecture)

Аннотация

Нагели в соединениях деревянных конструкций воспринимая сдвиг, работают обычно на изгиб, что уменьшает их несущую способность. Реализуя принцип струны, тонкие стержни связей нужно ориентировать вдоль главных растягивающих напряжений. Это существенно увеличивает несущую способность конструкций.

Summary

The dowels sensing the shift in connection, usually working on a bend. That decreases bearing capacity. Implementing “The principle of string”, the thin steel cores, in connection, need to orientate along the main stretching voltage. This is a significant increase of bearing capacity of structures.

Практически во всех нагельных соединениях деревянных конструкций (ДК), в том числе и классических составных балок В.С. Деревягина используется работа древесины на смятие в нагельном гнезде и на скалывание в промежутках между нагелями. Нагели, воспринимая сдвиг, работают и, естественно, рассчитываются на изгиб. Для таких соединений еще в 30-е гг. Г.Г. Карлсеном был сформулирован принцип дробности. Устоявшуюся практику использования работы любых нагелей на изгиб во многих случаях рациональной назвать, с элементарной инженерной точки зрения, затруднительно.

Значительно эффективнее использовать работу тонких стержней на растяжение (принцип струны), чем на привычный изгиб, если, конечно, это возможно. А возможность такая имеется в составных изгибаемых и сжато- изогнутых элементах ДК, при усилении конструкций и др., если реализовать указанный принцип.

Усиления приопорных зон КДК в направлении главных растягивающих напряжений [6], впервые опубликованные в 1978г. на основе многолетних исследований, не следует путать с решениями силовых узлов, названных «Системой ЦНИИСК», идею которой лишь через два года после /6/ - в 1980г работники ОДК доложили в

Архангельске (и опубликовали) как первые поиски требуемого угла вклеивания – шаг углов был принят равным 5º-10º.

Экспериментальные исследования головных образцов современных клееных деревянных конструкций (КДК) и диагностирование сотен эксплуатируемых КДК выявили первопричины их отказов в виде защепистых трещин, часто вне зон действия максимальных τ/1—5/. При сложном напряженно-деформированном состоянии (НДС) в приопорных зонах КДК наиболее опасными оказывались именно главные растягивающие напряжения (σ_1). Достаточно было локализовать эти местные опасные напряжения, как несущая способность КДК заметно увеличивалась /6,7/.

Если абстрагироваться от традиционных воззрений некоторых специалистов на НДС в швах сплачивания составных элементов ДК, на работу стыковых соединений и основные первопричины разрушения КДК, реализацию принципа струны можно расширить. В частности, наряду с балками Деревягина можно предложить балки на растянутых связях. При этом шов сплачивания, например, двух брусков легко представить в виде некоего «нейтрального» слоя, где главные напряжения σ_1 равны по величине касательным и действуют под углом 45º к направлению волокон. Тогда, реализуя принцип струны, при восприятии суммарного сдвига между изгибаемыми брусьями вклеенные или ввинченные стержни будут работать на растяжение. Предварительные сопоставительные эксперименты, проведенные нами на конструкциях двухметрового пролета, выявили достаточно высокую эффективность этих новых балок. Их жесткость при одинаковых поперечных сечениях оказалась больше, чем конструкций с нагельными связями, работающими на изгиб.

В Стандарте предприятия [8], написанном в основном моим последователем и единомышленником А. Я. Найчуком, приведены формулы определения нормативной несущей способности винтов на выдергивание. Найчук успешно занимается и обсуждаемой темой [10,11]. В настоящее время он решает численные контактные задачи в объемном НДС с оптимизацией геометрических параметров винтов нового поколения и успешно работает над нормативной литературой применительно к [9].

Итак, для соединений на винтах, удовлетворяющих требованиям СтАДД – 3.0 – 2011 [8] и EN 14592, при условии, что 6 мм $\leq d \leq$ 12 мм и $0{,}6 \leq d_1/d \leq 0{,}75$, характеристическое (нормативное) значение несущей способности на выдергивание определяется по формуле (1) :

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \ . \qquad (1)$$

Здесь $f_{ax,k} = 0{,}52\, d^{-0{,}5} l_{ef}^{-0{,}1} \rho_k^{0{,}8}$; (2)

$$k_d = \min \begin{cases} \dfrac{d}{8} \\ 1 \end{cases}; \qquad (3)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ - характеристическое (нормативное) значение несущей способности при выдергивании под углом α к волокнам древесины (Н);

$f_{ax,k}$ - характеристическое (нормативное) значение прочности при выдергивании винта, ввинченного перпендикулярно волокнам древесины (Н/мм^2);

n_{ef} - эффективное количество винтов в соединении, определяемое по формуле (8.7) /8/;

l_{ef} - длина резьбовой части (анкеровки) в соединяемом элементе (мм);

ρ_k - характеристическое (нормативное) значение плотности древесины (кг/м^3);

α - угол между осью винта и направлением волокон древесины α ≥ 30° .

d - наружный диаметр резьбы;

d_1 - внутренний диаметр резьбы.

Если требования относительно внешнего и внутреннего диаметров резьбы винта не выполняются, то характеристическое (нормативное) значение несущей способности выдергиванию $F_{ax,\alpha,Rk}$ определяется по формуле

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \qquad (4)$$

где: $f_{ax,k}$ - характеристическое (нормативное) значение прочности при выдергивании винта, ввинченного перпендикулярно волокнам древесины, определяемое в соответствии с /8/ или EN 14592 для соответствующей плотности ρ_a древесины (кг/м^3).

Для инженерных расчетов такой подход сложен и мало

понятен проектировщику.

В отечественных нормах [9] приведена простая логичная формула определения несущей способности соединений на растянутых связях

$$T_{расч.} = R_B \cdot \pi \cdot d l_1 , \qquad (5)$$

где R_B – расчетное сопротивление выдергиванию винта на единицу поверхности соприкасания нарезной части и равно 10 кгс/см^2 = 1 МПа (Для вклеенных стержней эта величина в /9/ дается равной 4 МПА!);

l_1 – длина нарезки, внедренная в древесину (см);

d – наружный диаметр нарезной части винта (см).

Величина $R_В$ занижена даже для традиционных глухих винтов. У винтов нового поколения высота нарезки (вылет крыльев шнека) заметно больше, а механическая связь между деревом и металлом более надежная при колебаниях температурно-влажностных условий.

Производство новых балок аналогично технологии изготовления известных составных элементов на пластинчатых нагелях - типа балок В.С. Деревягина (рис.1).

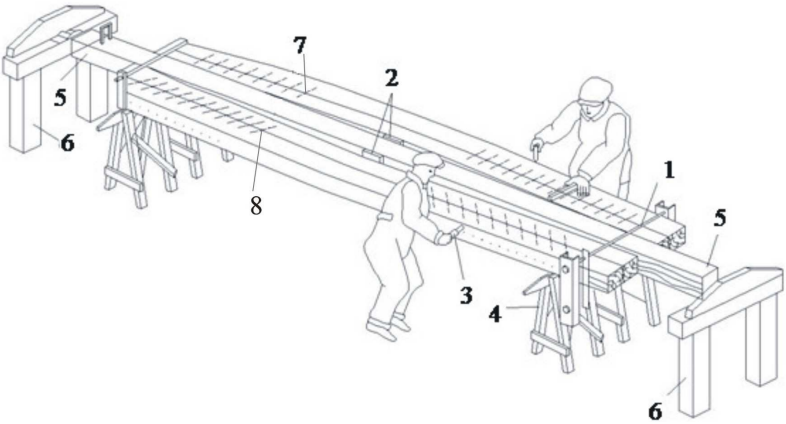


Рис. 1. Изготовление составных балок на изгибаемых и растягиваемых ввинченных стержнях:

1 – хомуты; 2 – клинья; 3 – сверло; 4 – козлы; 5 – брус, уложенный на опоры 6; 7 – разметка пионерных отверстий для изгибаемых стержней; 8 – разметка отверстий для растягиваемых стержней.

Пробные экспериментальные исследования всех балок осуществлялись по известной рациональной схеме (рис. 2).

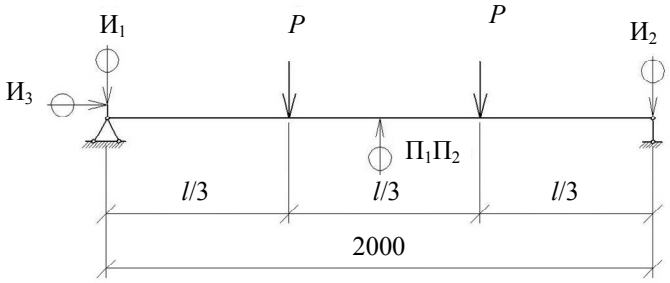


Рис. 2. Расчетная схема и схема испытания балок

Балки цельного поперечного сечения из единого бруса 100*200 мм (Б1), а также отдельные – из двух брусков 100*100 мм (без связей – Б2) здесь не рассматриваются.

Расчетные обоснования балок на податливых связях

Балки на винтах, работающих в сопряжении на изгиб (Б4), обладают незначительной несущей способностью. Геометрические характеристики конструкции те же, что и у эквивалентной балки В.С. Деревягина (Б3). Несущая способность винта при его изгибе определяется как для гвоздей, $d_1 = 0{,}6$ см.

$$T_{\min} = 400 d_1^2 = 400 \cdot 0{,}6^2 = 1440 \text{ Н}$$

Необходимое количество перпендикулярных винтов с параметрами $l = 18$см; $d = 1$см; $d_1 = 0{,}6$ см; $a = 0{,}8$ см; $t = 0{,}2$ см; $n_{\text{треб}} = 45526/1440 = 31{,}6 \approx 32$ винта рис.3. Здесь $T_{\text{треб}} = 45526$Н – суммарная величина сдвига в составной балке при достижении краевых напряжений, равных расчетному сопротивлению древесины 2 сорта (13 МПа).

По правилам расстановки ввинченных стержней, работающих на изгиб ($S_1 = 7d$; $S_2 = 3{,}5d$; $S_3 = 3d$) можно установить в один ряд 11 винтов на длине $0{,}4l = 0{,}4 \cdot 200 = 80$ см.

Краевое напряжение в 1300 Н/см^2 недостижимо, так как требуемое количество винтов не установить. Принцип сбалансированной прочности не реализуется.

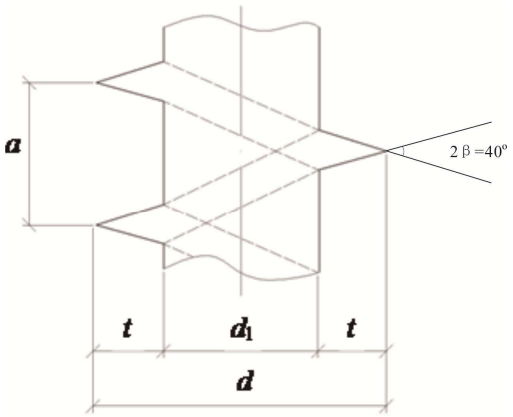


Рис.3. Геометрические параметры нарезки винта.

Фактически максимальный сдвиг, воспринимаемый связями, здесь почти в 3 раза меньше требуемого.

$$T_{факт} = 11 \cdot 1440 = 15840 \text{ Н}$$

Исходя из этого максимальная P при работе винтов на изгиб в составной балке по схеме на рис. 2 равна

$$P_{\text{факт}\perp} = \frac{T_{\text{факт}} \cdot I_{\text{обр}}}{67 \cdot S_{\text{бр}}} = \frac{15840 \cdot 6666,7}{67 \cdot 500} = 3150 \text{ Н},$$

что намного меньше требуемого при суммарном сдвиге даже между двумя отдельными брусьями 100 х 100 мм, краевые напряжения в которых достигают 13 МПа. При таком решении и усилении деревянных конструкций краевые напряжения могут достигнуть лишь 34,8% от R_u.

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{T_{\text{факт}} \cdot R_n}{T_{\text{расч}}} = \frac{15840 \cdot 1300}{45526} = 452H = 4,52МПа$$

Эффекта усиления практически нет.

Условие реализуется при постановке винтов вдоль траекторий главных растягивающих напряжений в рассматриваемых эквивалентных балках Б5.

Несущая способность традиционного, стандартного, винта (шурупа) по [9] равна:

$$T_{вш} = R_{вш} \cdot \pi \cdot d \cdot l = 100 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 11 = 34540 \text{ Н}$$

Современные длинномерные винты нового поколения имеют существенно расширенную номенклатуру и по основным размерам: *l, d, d_1* и др. и по шагу резьбы «*a*», и, что особенно важно, по ее глубине или «вылету консоли шнека» резьбы $t = 0{,}5(d - d_1)$ (см. рис.3)

У стандартных шурупов, для которых приведено в [9] расчетное усилие на выдергивание $R_{вш}$=10кг/см^2 на единицу поверхности соприкасания нарезной части с древесиной, величина *t* обычно не превышает 1,0 мм. У современных винтов этот размер достигает 1,5 - 2,0 мм, а нарезка может распространяться на всю длину стержня. Как показывают исследования [8, 10, 11] при достаточной длине (около 15*d*) внедрения винта $l_{расч}$ в древесину, происходит не выдергивание его, а разрыв по d_1, даже при изготовлении винтов из легированных сталей. Это требует оценить не только прочность древесины при разных видах НДС в гнезде, а и самого винта на растяжение.

В новых составных балках, состоящих обычно из двух одинаковых брусьев, или при усилении деревянных конструкций в первом приближении рассматриваются четыре условия возможного выхода материалов в запредельное состояние и выбирается для расчета минимальная величина (T_{min}). Эти условия возможны:

1. При разрушении от растяжения винта по d_1;
2. При смятии древесины по площадкам «шнека» под углом к волокнам;
3. При срезе древесины по периметру «захвата» древесины шнеком также под углом к волокнам.

Здесь коэффициентом $K_{ск}$ = 0,8 учитывается ослабление работы древесины на перерезание волокон за счет поперечного скалывания ее в окрестностях двух точек, диаметрально расположенных касательно продольному направлению волокон (рис 4).

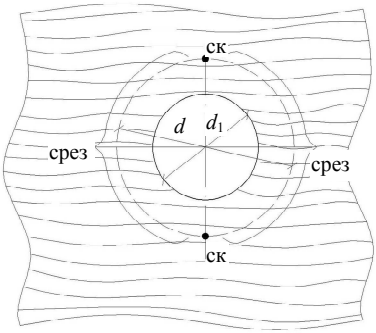


Рис. 4. Особенности НДС при перерезании древесины в винтовом гнезде.

4. Возможно еще одно, четвертое, условие разрушения древесины, а именно при изгибе «консоли» высотой поперечного сечения, равной шагу нарезки винта «α». Она (высота h_K) меняется с учетом угла наклона от h_{max} до h_{min} . Направление волокон меняется от 0° до 90°.

Однако здесь весьма затруднительно четко выявить не столько саму расчетную схему, сколько постоянно плавно меняющиеся характеристики древесины. При этом будет меняться и длина деревянной консоли: при работе древесины на изгиб поперек волокон – l_{min}, а при изгибе вдоль волокон - l_{max}.

Расчетная длина консоли имеет переменную величину. При воздействии нагрузки по касательной по направлению волокон (см. рис.4) длина консоли будет минимальной и равной высоте нарезки $l_k = t = 0{,}2$ см. Самое слабое звено здесь: резкое падение R_u при изгибе консоли поперек волокон. Особенно на растянутой кромке – всего $R_{p.90} \approx 0{,}3$Мпа. Скорее всего здесь произойдет, как и при рассмотрении среза, скалывание поперек волокон. С плавным переходом к воздействию «шнека» на концы перерезаемых сверлением волокон длина консоли увеличивается. Как показывают предварительные испытания, излом консоли происходит иногда на заметном удалении от кромки пионерного отверстия. На основании принципа Сен-Венана можно принять $l_k = 2{,}0a$.

При завинчивании «шнека» перпендикулярно к направлению волокон древесины в данном случае $l_{k\,max} = 2 \cdot a = 2 \cdot 0{,}8 = 1{,}6$см.

При завинчивании под углом, в частности $\alpha = 45^o$, l_k будет меньше вообще, а «слева» и «справа» тоже отличаться (рис. 5).

При рассмотрении «левой» консоли N_c и P_u равны

$N_c = P_{см} \cdot cos25^o = 0{,}906\ P_{см}$

$P_u = P_{см} \cdot sin25^o = 0{,}423\ P_{см}$ – слева

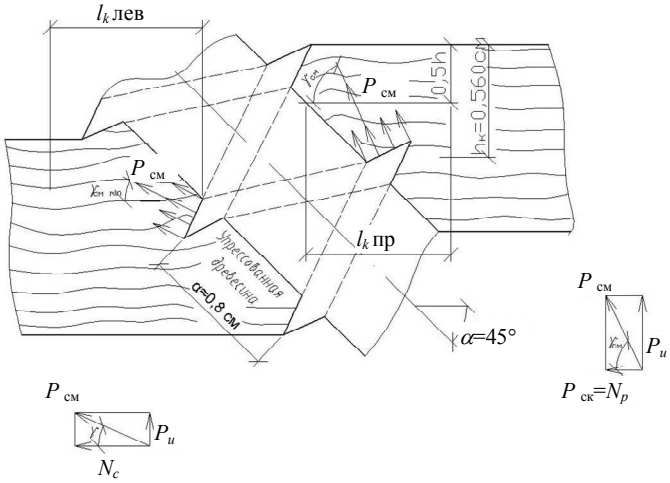
$P_u = 0{,}906\ P_{см}$ – справа, где $P_{см}$ – равнодействующая сила смятия.

Если принять угол смятия древесины на одном витке нарезки

$\gamma_{смср} = (\gamma_{см max} + \gamma_{см min})0{,}5 = 45^o$,

$l_к = 2{,}0 \cdot \alpha \cdot cos45^o = 2{,}0 \cdot 8 \cdot 0{,}707 = 11{,}3$ мм $= 1{,}13$ см

Выполненные расчеты показали, что консоль слева (см. рис. 5) как сжато изогнутый стержень находится в менее опасном состоянии. «Правая» консоль испытывает изгиб с растяжением. Здесь и плечи больше, и изгибающие моменты суммируются.



$\gamma_{см\ max} = \alpha+\beta = 45 + 20 = 65°$ $\gamma_{см\ min} = \alpha - \beta = 45 - 20 = 25°$

Рис. 5. Схема нагружения деревянных консолей «слева» и «справа» у винта.

Конечно, НДС деревянных консолей требуют специальных экспериментальных исследований, однако приближенные вычисления привели к следующим результатам:

1. Несущая способность винта при растяжении составила

$$T^{ст.}_{расч.} = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} R_{ст.р.} = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}6^2}{4} \cdot 37500 = 10594 \text{ Н}$$

Здесь $R_{стр}$=37500 Н/см^2 – расчетное сопротивление легированной стали на растяжение.

2. Несущая способность винта, внедренного в древесину на $l_{расч}$=11 см на перерезание волокон под углом.

$$T_{ср} = \pi \cdot d \cdot l_{расч} \cdot R_{ср} = 3{,}14 \cdot 1 \cdot 11 \cdot 331 \cdot 0{,}8 = 9152 \text{ Н}$$

Здесь $R_{ср\alpha} = R_{ср45} = \dfrac{80}{1+\left(\dfrac{80}{16}-1\right)\times \sin^3 45°} = 331 \text{ Н/см}^2 = 3{,}31 \text{ МПа}$

$$R_{ср} \approx 5R_{ск0} = 5 \cdot 160 = 800 \text{ Н/см}^2$$

0,8 – коэффициент, учитывающий частичную работу древесины в нагельном гнезде на скалывание поперек волокон (см. выше, рис. 4).

3. Несущая способность винта при смятии древесины под углом к волокнам:

$$T_{\text{см}} = \pi \cdot 0{,}5(d + d_1)(d - d_1)\frac{l_{\text{расч}}}{a} R_{\text{см}\alpha}^{\text{ср}} =$$

$$3{,}14 \cdot 0{,}5(0{,}6 + 1)(1 - 0{,}6)\frac{11}{0{,}8} \cdot 1120 = 15520 \text{ Н}$$

Древесина уплотнена шнеком. Тогда по /12/ сопротивление поперек волокон равно:

$R_{см90} = 2{,}75 \cdot 40 = 90$ кг/см^2 = 900 Н/см^2

Откуда

$$R_{\text{см}\alpha}^{\text{ср}} = \frac{R_{смо}}{1 + \left(R\frac{\text{R}_{\text{см0}}}{\text{R}_{\text{см90}}} - 1\right)\sin^3 \alpha_{\text{ср}}} = \frac{1300}{1 + \left(\frac{1300}{900} - 1\right)\sin^3 45} = 1120$$

Н/см^2

Несущая способность винта даже больше, чем на срез древесины и растяжение стального винта (в нашем предположении за счет уплотнения древесины). (15520 > 10594 > 9152).

4. Несущая способность винта при изгибе деревянных консолей между витками нарезки.

Усредненная $T_{\text{и}}$ равна

$$T_{\text{и}}^{\text{ср}} = \frac{4030 + 17960}{2} * 0{,}8 = 8796 \text{ Н}$$

Здесь 0,8 учитывает «слабое звено» по рис. 4.

Это самая минимальная величина T, что часто подтверждается экспериментально.

При фактической несущей способности расстановки винтов, работающих на растяжение ($S_1 = 10\ d$; $S_2 = S_3 = 5d$) в предлагаемой балке на длине $0{,}4l = 0{,}4 \cdot 200 = 80$см можно установить 9 винтов в один ряд.

Несущая способность соединения $T_{\text{факт}} = n \cdot T_{min} = 9 \cdot 8796 = 79164$ Н, что $> T_{\text{треб}} = 45526$Н

В новых балках на растянутых связях полностью соблюдается принцип сбалансированной прочности системы: деревянных брусков по максимальным краевым напряжениям $\sigma_{\text{кр}}$ =13МПа и средств их соединения – винтов, работающих на растяжение. (И усиление здесь существенное).

При сопоставлении результатов испытаний балок могут быть

уточнены имеющиеся коэффициенты, учитывающие податливость соединений, и получены новые для балок на винтах, работающих на растяжение. По нашим предположениям, они будут выше имеющихся в [9]. Возможно, испытания «подскажут» и другие рекомендации по усилению изгибаемых элементов деревянных конструкций.

Для инженерных расчетов новых балок по отечественным нормам [9], в них целесообразно внести расчетное сопротивление единицы площади на выдергивание (и продавливание) винтов нового поколения. При двух сплачиваемых брусьях — на нейтральном слое $\sigma_t = \tau$, а $\alpha=45°$.

Из формулы (5) по минимуму несущей способности связи получим:

$$R_в = \frac{T_{расч.\min}}{\pi \cdot d \cdot l} = \frac{8796}{3.14 \cdot 1 \cdot 11} = 255 \text{ Н/см}^2 = 2{,}55 \text{ МПа} > 1{,}0 \text{ МПа}.$$

(В выкладках все характеристики принимались расчетными, поэтому можно считать, что мы получили также расчетную характеристику) В нормах [9] $R_в$ можно принять $R_в$ = 2,5 МПа. Такое увеличение $R_в$ вполне оправдано и подтверждается экспериментом. Основатель нашей кафедры, всем известный корифей ДК—В.Ф.Иванов, даже для винтов старого поколения (t≈1мм) для зоны с нарезкой еще в 1956г получил $R_в$ = 20 кг/см^2 = 2 МПа. Здесь следует напомнить, что в /9/ для вклеенных стержней $R_в$ = 4 МПа, а для ввинченных нового поколения остается 1 МПа.

Из инженерных расчетов и нормативной литературы полезно иногда убирать «коэффициенты и величины незнания».

Список литературы

1. *Серов, Е.Н.* О результатах обследования некоторых видов КДК /Е.Н.Серов // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. —Л., 1982.—С. 5—9.
2. *Серов, Е.Н.* Учет трансверсальной изотропии клееной древесины при расчете изгибаемых элементов / Е.Н.Серов // Облегченные конструкции из древесины, фанеры и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. —Л., 1984.—С.19—30.
3. *Серов, Е.Н.* Анализ напряженного состояния клееных балок в зоне наблюдаемого разрушения / Е.Н.Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. — Архангельск. – 1986. —№6. – С.55—61.
4. *Серов, Е.Н.* Выбор критерия прочности для клееной древесины изгибаемых и сжатоизгибаемых элементов / Е.Н.Серов, А.В.Хапин // Изв. вузов. Лесной журнал. — Архангельск. – 1984.

—№1. – С.72—76.
5. *Серов, Е.Н.* Проблемы воззрения и пути совершенствования норм проектирования клееных деревянных конструкции / Е.Н.Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. — Архангельск. – 2000. —№5—6. – С.139—144.
6. *Попов, В.Д.* Упрочнение приопорных зон клеедощатых балок / В.Д.Попов, Е.Н.Серов // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. —Л., 1978. —С. 15—21.
7. *Серов, Е.Н.* Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления: дис. ... д-ра техн. Наук / Е.Н.Серов. —Л., 1988. —521с.
8. СтАДД 3.0-2011. Стандарт организации «Деревянные конструкции. Проектирование соединений деревянных элементов с использованием винтов и шурупов». СПб: ADD —24с.
9. СП64.13330. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М., 2011,137С.
10. *Найчук, А.Я.* Несущая способность соединений элементов древесных конструкций на ввинченных в древесину стальных стержнях. Сб. научн. Трудов ОГАСА «Современные строительные конструкции из металла и древесины» / А.Я.Найчук. – Одесса, 2010, —С.163-168.
11. *Найчук, А.Я.* К вопросу оценки несущей способности стальных винтовых стержней, завинченных под углом к волокнам древесины. /«Промышленное и гражданское строительство» А.Я.Найчук. – М., 2010,№1, —С.21-23.
12. *Ашкенази, Е. К.* Анизотропия конструкционных материалов: Справочник / Е.К.Ашкенази, Э.В.Ганов. —Л.: Машиностроение, 1980.—247с.

УДК 624.011.0:624.078.42:624.078.48

РАБОТА НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛКАХ СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB.

доцент В.П. Синцов, ассистент А.В. Синцов,
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Аннотация

Рассмотрена работа нагельных соединений в составных деревянных балках со стенкой из OSB на основе численных и экспериментальных исследований.

Annotation

Considered the work nagelnyh connections in composite beams with wooden wall of OSB on the basis of numerical and experimental studies.

Ключевые слова

Составная деревянная балка, плита OSB, деревянные бруски, стальные нагели, образцы для исследования, механические характеристики материалов.

Постановка задачи.

В настоящее время строительные зарубежные и отечественные компании для сооружения перекрытий, в стропильных системах, в несущих конструкциях мансардных этажей широко используют двутавровые балки, в которых пиломатериалы используются в качестве поясов, а OSB (oriented strand board) [1,2,8] или фанера — в качестве стенок.

Составную двутавровую балку изготавливают в заводских условиях или в мастерских строительных фирм из деревянного бруса со стенкой из листа OSB.

Соединение стенки с полками выполняют чаще – в паз на клею, реже - сбоку на клею или с помощью нагелей. К косвенным недостаткам соединения в паз на клею относится невысокая жесткость соединения и необходимость использования при изготовлении специализированного дорогостоящего оборудования для устройства пазов и прессов для запрессовки, а также выдержки балки на период твердения клея. К достоинствам нагельного соединения – простота изготовления, минимальный набор оборудования, относительно высокая жесткость соединения.

На кафедре МДК НАПКС разработана конструкция составной двутавровой балки, в которой в качестве стенки применен материал

OSB и нагельное соединение стенки с полками [3,13,14].

Прочность и деформативность такой составной двутавровой балки определяется не только механическими характеристиками материалов составляющих балку, но и несущей способностью стальных нагелей.

Цель работы:

Определить несущую способность нагельных соединений деревянных брусков, из которых выполнены полки составных балок, со стенкой из OSB.

Для решения поставленной задачи провести численные и экспериментальные исследования на образцах и определить коэффициенты для расчета таких нагельных соединений.

Решение задачи.

Для определения несущей способности нагеля в «двухсрезном» соединении – деревянные бруски – лист OSB необходимо рассмотреть напряженное состояние данного соединения. Действующее усилие в соединяемых элементах усилия стремятся сдвинуть их друг относительно друга. Нагель при этом изгибается.

Для того чтобы избежать разрушения соединения от скалывания и раскалывания деревянных брусков будем опираться на рекомендации [4] и будем учитывать существующие минимальные расстояния между осями нагелей выраженные в диаметрах нагеля (как для гвоздей).

В [5] достаточно четко регламентированы вопросы сопряжения деревянных элементов между собой на нагелях. Принимая во внимание рекомендации данного источника для изучения напряженно-деформированного состояния нагельных соединений листов OSB с деревянными брусками на стальных нагелях [шурупах] были разработаны экспериментальные образцы. Использование для сплачивания элементов в составной балке стальных нагелях за счет наличия резьбы на них по всей длине позволило получить соединение высокой сплошности.

Экспериментальные исследования. Разработанные образцы (4 серии по 10 образцов) с нагельным соединением предназначены для испытания на растяжение, в результате которого в соединении будет происходить сдвиг элементов друг относительно друга. В качестве выходных параметров – разрушающее усилие, верхняя граница упругой стадии деформации, относительное перемещение элементов соединения при достижении $F_{I\text{-}II}$.

Анализ работы нагельного соединения с одним шурупом (тип соединения №3):

- при росте нагрузки на соединение до 80 кг, в соединении наблюдалась относительно - упругая работа элементов, составляющих соединение. При F = 80 кг абсолютная деформация растяжения составила δ = 2,5 мм;

- с увеличением нагрузки появились деформации смятия в элементах соединения, произошло изменение угла наклона участка диаграммы «нагрузка – деформации». При нагрузке F = 140 кг абсолютная деформация составила δ = 5мм;

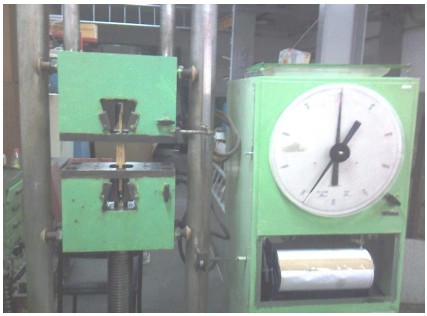
- при дальнейшем увеличении нагрузки появились деформации нагелей в поперечном направлении приложению нагрузки – изгиб нагеля и продолжался рост деформаций смятия. При нагрузке F = 180 кг абсолютные деформации растяжения составили δ = 9мм;

- дальнейшее увеличение нагрузки до *F = 220* кг привело к росту абсолютных деформаций и появлению в листе OSB трещин от растягивающих усилий. Величина абсолютной деформации составила δ = 11мм;

- дальнейшее увеличение нагрузки привело к росту трещин в листе OSB и разрушению образца. Разрушение лист OSB нагельного соединения представлено на рис. 2.а.

- разрушения образцов с нагельным соединением (тип 1,2,3) сопровождалось значительными абсолютными деформациями, достигавшими в отдельных образцах значения $\delta_{макс}$ = 13…16мм.

а)



б)

Рис.1. Испытание образцов:
а – образец в испытательной машине Р - 20;
б – испытание образца с двумя стальными нагелями.

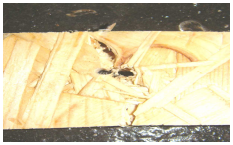
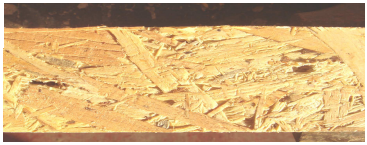
а)  б) 

Рис. 2. Элементы образцов из листа OSB после разрушения:
а – разрушение элемента OSB с одиночными нагелями от растяжения;
б – разрушение элемента OSB с двумя нагелями (шаг 100 мм) от смятия.

- с увеличением нагрузки наблюдалось появление деформаций смятия в элементах соединения, происходило изменение угла наклона участка диаграммы «нагрузка – деформации». При нагрузке F = 280 кг абсолютная деформация составила δ = 4 мм;

- при дальнейшем увеличении нагрузки наблюдалась деформация нагелей в поперечном направлении приложению нагрузки – изгиб нагеля и продолжался рост деформаций смятия. При нагрузке F = 360 кг абсолютные деформации растяжения составили δ = 10мм;

- дальнейшее увеличение нагрузки до F = 370 кг привело к росту абсолютных деформаций и появлению в листе OSB трещин от растягивающих усилий. Величина абсолютной деформации составила δ=11мм;

- дальнейшее увеличение нагрузки привело к развитию трещин в листе OSB и разрушению образца;

- аналогично вели себя соединения с двумя нагелями с шагом 50 мм и 100 мм, при этом данные соединения были более деформативны. Разрушение листа OSB нагельного соединения представлено на рис. 2.б.

Определение верхних границ упругих деформаций, перемещений и максимальной нагрузки производилось графоаналитическим методом профессора В.М. Коченова [6] по построенным зависимостям «нагрузка - деформация» (рис. 3).

Для каждого образца были получены значения несущей способности нагелей F_{I-II} и верхней границы упругих деформаций δ_{I-II}. Значения максимальной F_{I-II} нагрузки определялись в момент появления трещин или характерного треска.

Результаты испытаний обработаны с использованием статистических методов исследований. Результаты представлены в таблице 1.

Учет длительности действии внешней нагрузки был произведен приведением фактической средней несущей способности $F_{I\text{-}II,}$ соответствующей верхней границе упругих деформаций, к длительной в соответствии с [7]:

$$T_{ср} = F_{I-II} \ / \ K_{пл} \qquad (1)$$

где: $K_{пл} = 2{,}04$ коэффициент безопасности, учитывающий длительность действия нагрузки (по [7,9]).

Таблица 1

Результаты статистической обработки

№ п/п	Вид соединения	Средняя несущая способность соединения $F_{I\text{-}II}$, *кН*	Доверител. интервал, *кН*	Доверительн. вероятность, *ρ, %*
1	Нагельное (один нагель)	140	+/-3,47	95
2	Нагельное (два нагеля, шаг 37,5 мм)	280/2 = 140	+/-3,22	95
3	Нагельное (два нагеля, шаг 50 м)	240/2 = 120	+/-4,38	95
4	Нагельное (два нагеля, шаг 100 мм)	240/2 = 120	+/-5,82	95

Требуемая надежность из условия скалывания древесины обеспечивается соблюдением шага расстановки нагелей. Рекомендуется подбирать диаметр нагеля таким образом, чтобы несущая способность соединения определялась равнопрочной работой нагельного соединения по смятию и по изгибу или только по изгибу нагеля [9,10,11].

В результате обработки данных экспериментов, приведенных в табл. 1, получены значения коэффициентов:

- из условий изгиба нагеля для одного среза:

$$K_{и} = T_1 / d_{н}^{\,2} / \sqrt{R_y} / \sqrt{R}_{см}^{\,osb} / n = \ 0{,}36 \qquad (2)$$

- из условий из условия смятия OSB для одного среза:

$$k_1 = T_2 / c / d_н / R_{см}^{osb} / n = 0{,}56 \qquad (3)$$

Численные исследования напряженно-деформированного состояния нагельного соединения деревянных брусков с листом OSB при работе на условный срез.

Создано несколько компьютерных моделей с одним, двумя, тремя и четырьмя нагелями с целью получения картин распределения напряжений в элементах моделей (линейная постановка задачи) и разрушающей нагрузки на различных этапах работы соединения (нелинейная постановка задачи с учетом упругих характеристик материалов элементов узла).

Один из внутренних элементов (лист OSB) закреплялся на торце шарнирно, а к торцу второй внутренней пластины (лист OSB) прикладывалась нагрузка. Внешние элементы – «деревянные бруски» объединялись с внутренними пластинами нагелями в виде цилиндрической оболочки с диаметром в 4 мм. Механические характеристики материалов для элементов узлов описаны выше и позволяют учесть изотропию либо анизотропию материалов.

Результаты расчета компьютерных моделей. Результаты численных экспериментов представлены в виде мозаик и эпюр нормальных напряжений в элементах соединения и картин разрушения, которые представлены на рис. 4 и в табл. 2.

По характеру распределения напряжений в элементах узла можно сказать следующее:

- наименее прочным элементом соединения является лист OSB (стенка составной балки);

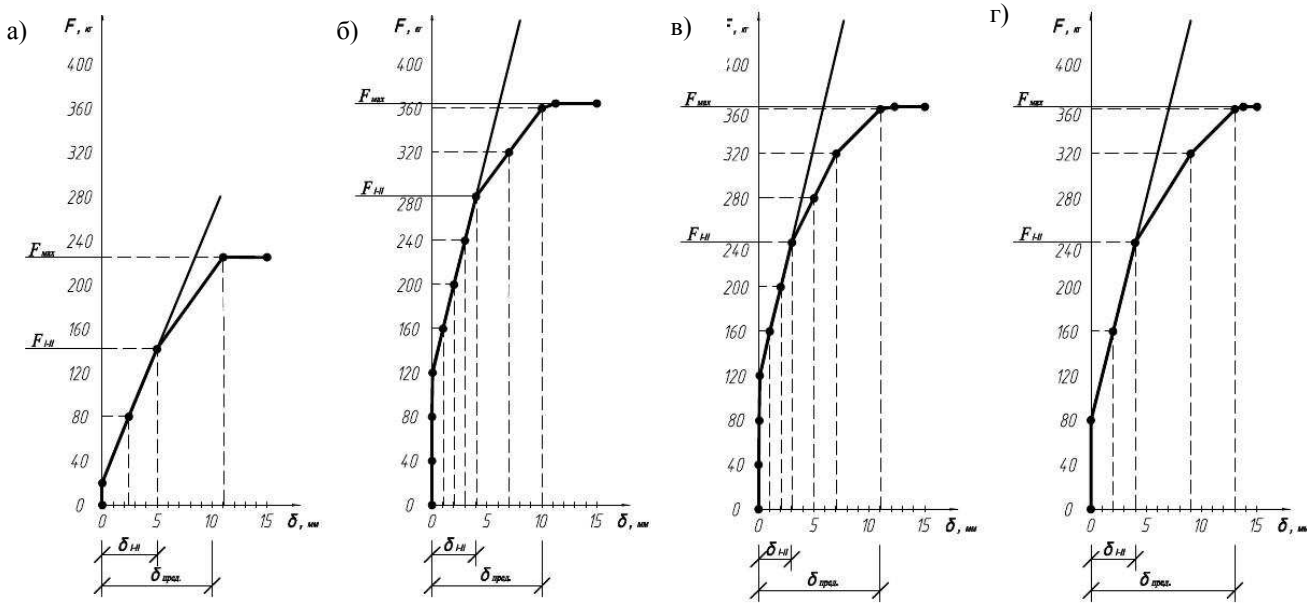


Рис. 3. Диаграмма зависимости «F - δ» образцов с накладками из деревянных брусков и листом OSB:
а) соединение с одиночным нагелем;
б) соединение с двойным нагелем (шаг нагелей - 37,5 мм);
в) соединение с двойным нагелем (шаг нагелей - 50 мм);

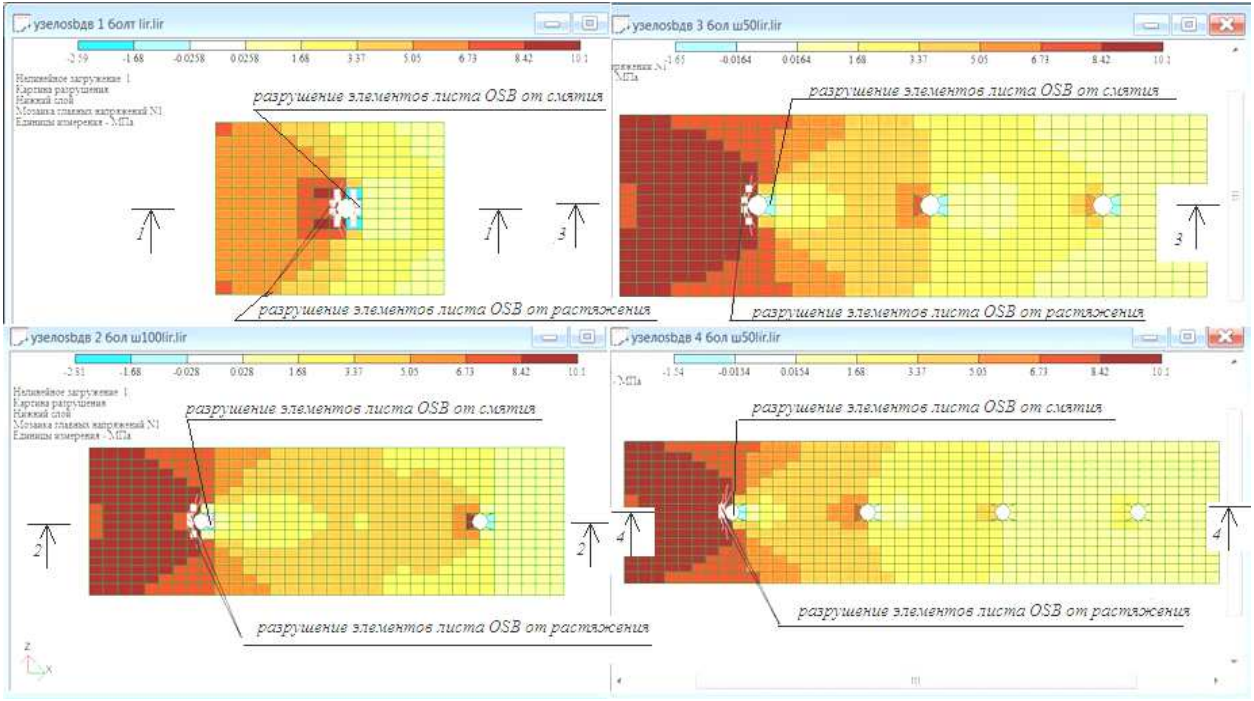


Рис. 4. Картины разрушения в среднем элементе нагельного соединения – листе OSB при различном количестве нагелей в соединении.

- уровень напряжений в элементах листах OSB в зоне контакта с элементами нагеля предполагает возможное разрушение в результате смятия элементов OSB с последующим разрывом от растяжения. При количестве нагелей в соединении с одной стороны один и два – уровень максимальных сжимающих напряжений составил – 13,2...13,7 МПа, при увеличении количества нагелей до трех-четырех уровень максимальных сжимающих напряжений составил – 10,2...10,6 МПа. Таким образом, при увеличении количества нагелей в соединении наблюдается снижение уровня максимальных сжимающих напряжений, вызывающих смятие примерно на 11 - 13%. Однако это не влияет на несущую способность соединения, так как разрушение происходит от максимальных растягивающих напряжений в листе OSB, уровень которых практически не изменяется после увеличения количества нагелей свыше одного в соединении, и составляет от 11,03 до 9,88 МПа, что фактически равно расчетному сопротивлению листа OSB на растяжение;

- при этом видны достаточно большие деформации в элементах стального нагеля, что подтверждает работу стального нагеля на изгиб при работе соединения на «условный срез».

Таблица 2

Характеристики разрушения элементов образца

Толщина листов OSB, мм	Коэффициент Пуассона	Величина несущей способности нагелей $F_{I\text{-}II}$, кг	Величина нагрузки, при которой начиналось разрушение, кг	Величина нагрузки, при которой завершалось разрушение, кг
8	0.18	139	185	230
10	0.18	150	200	250

Анализируя результаты исследований по определению НДС элементов узла, можно отметить, что разрушение происходит по листу OSB.

Согласно мозаике напряжений (рис.4) разрушение происходит от главных сжимающих напряжений – вызывающих смятие под стальными нагелями, и главных растягивающих напряжений – вызывающих появление трещин в зоне контакта с нагелем.

Для каждой расчетной модели получены значения несущей способности нагелей $F_{I\text{-}II}$ при верхней границе упругих деформаций $\delta_{I\text{-}II}$, которые составили 139…150 кг при описанных выше параметрах

составных элементов соединения.

Разрушающая нагрузка составила 185...250 кг при описанных выше параметрах составных элементов соединения.

Заключение

Проведенные численные исследования позволили определить несущую способность нагельных соединений для расчетных моделей, которые равны 139…150 кг при описанных выше параметрах составных элементов соединения. Полученная при этом разрушающая нагрузка для соединений при толщине листа 8-10 мм и нагелей диаметром 4 мм составила 185 - 220 кг соответственно.

Экспериментально–теоретическим методом Коченова В.М. определена несущая способность нагельных соединений листов OSB с деревянными брусками при работе на срез в пределах от 135 +/- 5,82 до 140 +/- 3,47 кг. Определены значения коэффициентов для расчета несущей способности нагельных соединений листов OSB с деревянными брусками при работе на срез при кратковременной нагрузке:

- из условия изгиба нагеля для одного среза - $K_u = 0,36;$
- из условий из условия смятия OSB для одного среза – $k_1 = 0,565.$

Приведенная методика для расчета сечения составной двутавровой балки со стенкой из OSB и с нагельными соединениями поясов со стенкой позволяет подобрать сечение либо проверить сечение составной балки с учетом разномодульности элементов балки и податливости нагельных соединений поясов со стенкой.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Oriented Strand Board in Wood Frame Construction. Structural Board Association./ Representing the OSB Industry /U.S. Edition, 2005. 34 с.
2. EN 300. Плиты ориентированно-стружечные. Технические условия.
3. Балка складена. Патент № 42078 от 25.06.2009, бюл.№12, 2009.
4. Слицкоухов, Ю.В. Расчет нагельных соединений с применением нелинейных зависимостей [Текст] / Ю. В. Слицкоухов, Е.В. Буров, А.В. Зворыгин // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. - 1986. - №5. - С. 18 - 21.
5. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат,

1986.
6. Коченов, В. М. Экспериментально – теоретические исследования деревянных конструкций [Текст] / В. М. Коченов. - М.: ОНТИ, 1938. - 276 с.
7. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций [Текст] / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1981. - 40 с.
8. Smith I. Design Method for Connections in Engineered Wood Structures/ Ian Smith, Andi Asiz, Monica Snow/ Faculty of Forestry and Environmental Management University of New Brunswick, Frederictonh, 2006. 80 с
9. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат 1996.
10. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов /Под редакцией проф. Карлсена Г.Г./ –М: Стройиздат,1986.-543 с.
11. Стоянов В.В. «Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок». Сб. научных трудов 5, Ч.1. – Одесса, 2005, стр. 208-213.
12. Синцов А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния элементов составных балок /Сб. научных трудов «Актуальные проблемы архитектуры, строительства и энергосбережения» Вып. №3 Ч. I. – Симферополь:Таврия-2009. стр.153-160.
13. Синцов В.П. «О работе составной деревянной балки со стенкой из OSB»/Синцов В.П., Синцов А.В. Сб. научных трудов. «Строительные конструкции и техногенная безопасность». Вып.31.-Симферополь: Таврия. - 2010. стр.68-72.
14. Синцов В.П. «К вопросу о работе соединений деревянных брусков с листами OSB»/Синцов В.П., Синцов А.В. Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Том 3 (15). – Одесса, 2011, стр. 203-208.

УДК 624.011.0:624.078.42:624.078.48

НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ОПОРНОЙ СТОЙКИ МОРСКОЙ СТАЛЬНОЙ СТАЦИОНАРНОЙ ПЛАТФОРМЫ В ЗОНЕ КОНТАКТА СО ЛЬДОМ.

доцент В.П. Синцов, аспирант А.Ю. Фурсов,
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Аннотация

Рассмотрена работа опорной стойки морской стальной платформы на основе компьютерной расчетной модели.

Annotation

Considered the column element work of the off-shore steel platform based on computer computational model.

Ключевые слова

Морская стальная стационарная платформа, опорная стойка, металлическая оболочка усиленная бетоном, НДС.

Постановка задачи.

Поскольку месторождения суши доступны и относительно недороги в эксплуатации, как в Украине, так и в мире, они постепенно исчерпываются, нефтегазовые предприятия обращают большее внимание разработке морских месторождений, которые характеризуются большими запасами углеводородов. Несмотря, на то, что самые большие запасы нефти сосредоточены в акваториях незамерзающих морей (Персидский и Мексиканский заливы, юго-восточные моря Азии, залив Маракайбо, Гвинейский залив), следует учитывать разделение частей Мирового океана между различными странами. Поэтому актуальными остаются вопросы разработки месторождений в акваториях северных и арктических морей, таких как Северное, Баренцево, Чукотское и Азовское моря, моря Бофорта, Баффина и другие.

Для разработки данных месторождений используют различные конструкции, при разработке которых используют ряд факторов, влияющих на эффективность бурения и эксплуатации морских скважин с использованием морских нефтегазовых сооружений, а именно: технические, технологические и природные. Среди

природных особенно выделяют ледовые условия.

Геологическими и геофизическими исследованиями на шельфе морей Украины выявлены огромные потенциальные ресурсы нефти и газа. В Украине, как указывалось, морские месторождения углеводородов размещены под дном обоих морей - Черного и Азовского (рис. 1). Одно из них, а именно Азовское, опасно учитывая возможные ледовые нагрузки (рис 2) и может быть классифицировано как северное. Это обстоятельство дало новый импульс проектированию и строительству морских ледостойких нефтегазопромысловых сооружений (далее - морских стальных платформ - МСП), предназначенных для разведки, добычи и хранения продукции скважин.

Рис.1 Карта месторождений углеводородов Азовского моря

Цель работы:

Оптимизировать конструктивную форму опорной стойки морской стационарной платформы с учетом ледового воздействия в условиях Азовского моря. Исследовать ее НДС по сравнению с существующей технологической платформой (МСП) на Восточно-Казантипском месторождении.

Рис.2 Ледовые условия Азовского моря.

Решение задачи.

Для решения задачи был использован аппарат программного комплекса Лира.

При создании расчетной модели использовались рабочие чертежи КМ существующей технологической платформы ТП Восточно-Казантипская.

Моделирование имитировало возможное нагружение от ледового поля в естественных условиях, заданное согласно рекомендациям по определению ледовых нагрузок - разработчика СНиП 2.06.04-82*, института им. Б.Е. Веденеева.

Суммарная расчетная ледовая нагрузка (для случая одновременного действия на две опоры) составляет 1110 тс.

Численные исследования.

Были разработаны две расчетные модели опорных стоек МСП.

Первая - базовая модель с конструктивным решением опорной стойки, примененным в МСП, установленной в Азовском море на Восточно-Казантипском месторождении. Опорная стойка представлена пространственной конструкцией, состоящей из четырех композитных труб-стоек, объединенных между собой металлическим кожухом. Кожух установлен в зоне переменного смачивания, которая совпадает с зоной ледового воздействия. Композитная труба-стойка состоит из двух труб: внутренней, сечением - 1020х25, внешней, сечением - 1420х20, межтрубное пространство заполнено бетоном. Бетонное заполнение повышает местной устойчивости стенок труб и

увеличивает сопротивление внешней трубы смятию в зоне контакта со льдом. Трубы-стойки объединены между собой листовым кожухом, который подкреплен внутри металлическими ребрами, установленными с определенным шагом.

Вторая - усовершенствованная модель. Конструктивно усовершенствованная модель повторяет во многом базовую модель, то есть. Усовершенствование заключалось в установке наклонных (конусных) конструкций в зоне контакта со льдом. Внутреннее пространство конусных конструкций заполнено бетоном, что позволяет подкрепить металлический листовой конический кожух по всей плоскости , а не дискретно как это было в базовой модели. Результаты других исследователей показывают, что при контакте льда с такой конической защитной конструкцией опорной стойки разрушение ледового поля происходит от изгиба, а не от сжатия. Что в первую очередь к разрушению льда при более низких значениях напряжений, и во вторых, как следствие такое ледовое воздействие приводит к снижению контактного давления на опору.

а) б)

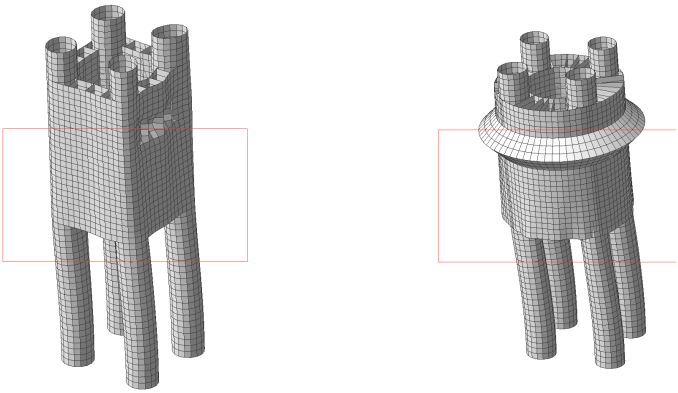


Рис. 3. Расчетная модель опорной стойки МСП.
а - базовая (существующая);
б - усовершенствованная.

Результаты исследований на компьютерных моделях. Результаты численных экспериментов представлены в виде изополей перемещений узлов сопряжения элементов опорных стоек, изополей нормальных и касательных напряжений в элементах опорных стоек.

Представленные на рисунке 4 перемещения узлов обеих моделей

показывают, что максимальные перемещения в узлов базовой модели (рис. 4а) в районе воздействия льда составляют 11 см, в то время как в усовершенствованной конструкции вследствие увеличения цилиндрической жесткости опорной стойки в зоне ледового воздействия благодаря конусной конструкции перемещения составляют 6 см (рис 4. б). Таким образом перемещения снизились почти в 2 раза.

а) б)

Рис 4. Изополя нормальных перемещений узлов модели опорной стойки МСП: а - базовая (существующая);б - усовершенствованная.

На рис.5.а представлены изополя продольных нормальных напряжений в элементах базовой модели. Продольные напряжения в элементах базовой модели изменяются в пределах $\sigma_x = -113 ..... + 30$ *МПа* , что ниже уровню расчетного сопротивления металла элементов.

На рис.5.б представлены изополя продольных нормальных напряжений в элементах усовершенствованной модели. Продольные напряжения в элементах усовершенствованной модели изменяются в пределах $\sigma_x = -42 ..... + 24$ *МПа* , что ниже уровню расчетного сопротивления металла элементов и в 1,5...2 раза ниже уровня напряжений в аналогичных элементах базовой модели.

На рис.6 представлены изополя поперечных продольных нормальных напряжений в элементах базовой и усовершенствованной моделях. Поперечные напряжения в усиливающих элементах - ребрах базовой модели изменяются в пределах $\sigma_x = -87 ..... + 93$ *МПа* , что ниже уровню расчетного сопротивления металла элементов.

Поперечные напряжения в бетонных подкрепляющих элементах усовершенствованной модели изменяются в пределах

$\sigma_x = -26..... + 1\ МПа$, что для высокопрочного бетона класса В60 близко к расчетному сопротивлению на сжатие (призменной прочности) и в 1,5 раза ниже расчетного сопротивления осевому растяжению.

а) б)

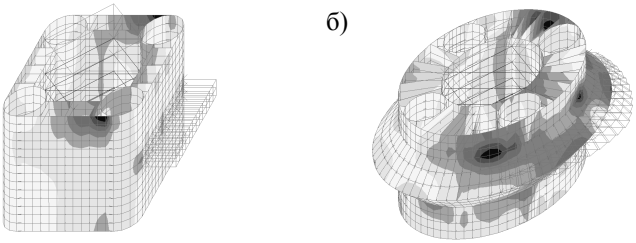


Рис 5. Изополя продольных нормальных напряжений в элементах фрагмента модели опорной стойки МСП: а - базовая (существующая); б - усовершенствованная.

а) б)

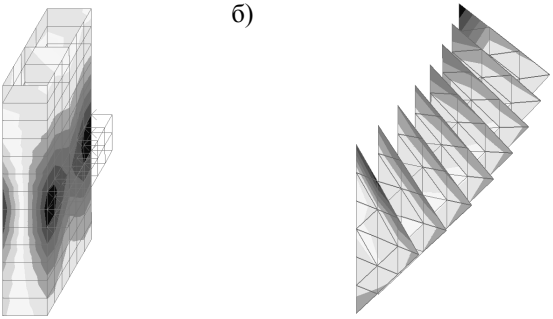


Рис 6. Изополя поперечных напряжений: а - в ребрах жесткости металлического кожуха базовой модели; б - в бетонных элементах подкрепления металлического кожух усовершенствованной модели.

Заключение

Проведенные исследования позволили определить уровень напряжений в элементах опорной стойки и деформативность опорной конструкции МСП.

Выводы

Усовершенствование опорной стойки МСП путем установки конусных конструкций, усиленных бетоном в зоне контакта, приводит

к разрушению ледового поля от изгиба, а не от сжатия. При этом горизонтальное давление льда на опору снижается. Вследствие этого снижается уровень напряжений в элементах опорной стойки МСП.

Уровень напряжений в элементах усовершенствованной опорной стойки МСП в 1,5...2 раза ниже уровня напряжений в аналогичных элементах базовой модели опорной стойки МСП.

Деформации элементов в направлении силового ледового воздействия снизились с 11 см в базовой модели до 6 см в усовершенствованной модели опорной стойки МСП/, т.е. почти в 2 раза.

Применение композитной конструкции ведет к удешевлению строительства, при увеличении жесткости и прочности опорных конструкций МСП.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. - К.: Минстрой Украины. 2006г. – 78 с.
2. ДБН В.2.6- 163:2010 Стальные конструкции. Нормы проектирования. -К.: Минрегионбуд Украины, 2011 – 132 с.
3. Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок (ПБУ) и морских стационарных платформ (МСП): по состоянию на 30.06.2008/ Российский Морской Регистр Судоходства (РМРС).- НД№2-020201-008. Санкт-Петербург, 2008.- 502 с. (библиотека официальных изданий).- ISBN 5-89331-116-7.
4. Барабанов Н. В. Конструкция корпуса морских судов. Л.: Судостроение, 1981. 551 с.
5. Бородавкин П.П. Морские нефтегазовые сооружения. Часть 1. Конструирование: Недра-Бизнесцентр; 2006 г. - 560 стр.
6. Ефремкин И.М. , Холмянский М. А. , Геоэкологическое сопровождение освоения нефтегазовых месторождений Арктического шельфа. М.: Недра, 2008 г. - 250 стр.
7. Мирзоев Д.А., Нефтегазопромысловые ледостойкие сооружения мелководного шельфа. М.: Недра, 1992 г. - 225 стр.
8. Зонин М. С. , Дзюбло А. Д. , Коллекторы морского нефтегазоносного комплекса Севера Западной Сибири", М.: Издательство Академии горных наук,1990 г.

9. Никитин Б.А., Мирзоев Д.А., Богатырева Е.В., "Методика Выбора основного варианта конструкции морских ледостойких платформ", М.: Издательство Академии горных наук 2005 г.

10. Суворова И. А. , "Основы безопасности при проектировании объектов обустройства месторождений углеводородов шельфа арктических морей" М.: Недра, 2001 г.

11. Сукач М. 2009. Проблемы добычи твердых полезных ископаемых со дна мирового дна. «MOTROL» сб.научных трудов. Вып. 11 A. Simferopol-Lublin. 116-123.

12. Г. Г. Матишов, Б. А. Никитин, О. Я. Сочнев. Экологическая безопасность и мониторинг при освоении месторождений углеводородов на арктическом шельфе. 2001 г.

13. Д. А. Мирзоев. "Основы морского нефтегазового дела", Том 1 "Обустройство морских нефтегазовых месторождений", 2009 г.

14. Типы морских стационарных платформ используемых ГАО "Черноморнефтегаз" на шельфе черного и азовского морей /Владимир Синцов, Александр Фурсов// MOTROL. Commission of motorization and energetics in agriculture：Polish Academy of sciences. — Lublin, 2012. — Vol. 14, № 6. — P. 39—44.

15. Б. А. Никитин, Д. А. Мирзоев, Е. В. Богатырева. "Морские нефтегазовые промыслы", 2005 г

УДК 624.04

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

RESULTS OF CALCULATION OF FREE OSCILLATIONS OF SHED 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*)

Проведено співставлення частот і форм вільних коливань конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» в початковому стані та з урахуванням дії снігового навантаження.

Ключові слова: *стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, вільні коливання, розрахунок.*

Comparison of frequencies and forms of free oscillations of shed construction is appraised above the tribunes of stadium of NSC «Olimpiyskiy» in the initial state and taking into account the action of the snow loading.

Key words*: stadium of NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, free oscillations, calculation.*

Вступ

Із наявних пропозицій відносно реконструкції існуючого стадіону НСК «Олімпійський» вибрано проект німецької компанії Schlaich Bergermann und Partner (м. Штутгард). Особливий інтерес вітчизняних спеціалістів викликала складна вантово-підвісна конструкція навісу над трибунами стадіону [1].

Етапи реалізації проекту

В рамках проведення робіт з адаптації проектних рішень до умов України і вітчизняних норм виконано комплекс перевірочних розрахунків в ТОВ “Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського” [2]. Колегами із закордону надано необхідну проектну документацію у вигляді листів креслень та пакета супровідних матеріалів. Процес роботи над проектом передбачав постійний контакт з авторами розробки і всебічну підтримку німецької сторони. Основна сфера діяльності торкалась

насамперед організаційних питань. Втім вирішувались також важливі питання моделювання і розрахунку. Процес узгодження передбачав урахування необхідних навантажень і впливів та їх комбінацій. Поетапно проаналізовано отримані від авторів проекту результати виконаних розрахунків. Здійснено збір інформації про матеріал і розміри конструкції, умови закріплення, типи елементів, дані про навантаження. Головна увага зосереджена на питаннях відповідності визначених параметрів вимогам чинної нормативної бази. Враховано складність реалізації етапів попереднього напруження навісу і, як наслідок, можливість деформування покриття та виникнення вільних коливань. Для здійснення розрахункової перевірки створено відповідну скінчено-елементну модель (рис. 1).

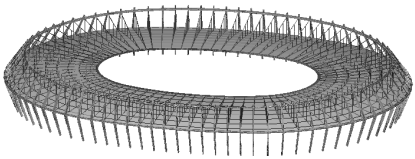


Рис. 1. Схема моделі навісу

Використано наявну систему стержневих та пластинчастих скінчених елементів [3–7]. Забезпечено геометричну незмінність навісу за умови дії попереднього напруження і сил тяжіння, а внаслідок виходу з ладу окремого елемента можлива безпечна перебудова конструкції.

Розрахункові положення

Розглянуто випадки:

1) початкового стану з навантаженням від попереднього напруження і сил власної ваги споруди;

2) до маси елементів конструкції приєднано масу снігу і здійснено додаткове попереднє напруження від товщі снігового покриву.

Результати розрахунку вільних коливань

З урахуванням указаних випадків попереднього напруження виконано розрахунок вільних коливань і здійснено спектральний аналіз навісу.

Оскільки при проектуванні використовують лише перші три значення результатів розрахунку, то основна увага зосереджена на нижній частині спектру частот (табл. 1).

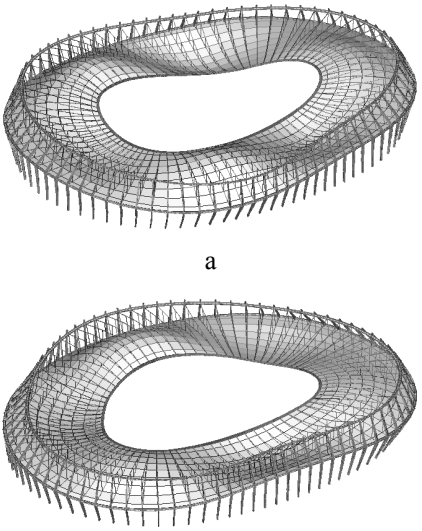
Таблиця 1 – Перші три частоти у початковому стані навісу

Номери	1	2	3

Величини, Гц	0,25	0,27	0,30

Між тим перші форми вільних коливань навісу не мали яскраво вираженого графічного характеру. Найбільш показово і небезпечно проявили себе коливальні рухи з деформуванням покриття. Їм відповідали порівняно високі частоти і досить не прості форми коливань.

На рис. 2 продемонстровано шоста і сьома форми вільних коливань конструкції для першого випадку попереднього напруження.



а

б

Рис. 2. Шоста (а) і сьома (б) форми вільних коливань навісу в початковому стані

Після приєднання маси снігу до маси елементів конструкції і врахування додаткового попереднього напруження від товщі снігового покриву зафіксовано явне зменшення частот (табл. 2).

Таблиця 2 – Перші три частоти у стані навісу з впливом снігу

Номери	1	2	3
Величини, Гц	0,21	0,23	0,24

Однак форми вільних коливань порівняно з початковим станом істотних змін не зазнали.

Разом з тим на рівні більш високих частот для обох випадків попереднього напруження виявлено відчутне порушення геометрії конструкції з включенням в процес деформування практично всіх елементів.

Висновки

Проаналізовано результати розрахунку вільних коливань скінчено-елементної моделі вантово-підвісного навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський».

Розглянуто два випадки попереднього напруження конструкції та оцінено їх наслідки.

Виконано порівняння величин частот та здійснено співставлення форм коливального процесу.

Зазначено про небезпеку деформування навісу на рівні вищих частот і форм вільних коливань.

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. 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.

3. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.

4. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC.visualNastran for Windows / Д. Г. Шимкович. – М. : ДМК Пресс, 2004. – 704 с. – ISBN 5-94074-238-6.

5. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций : учеб. пособие / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. – Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

6. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 597 с.

7. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : [учеб. пособие] / Лантух-Лященко А. И. – К. : , М. : ФАКТ, 2001. – 312 с.

УДК 624.011.1

МОДЕЛИРОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВИТЫХ НАГЕЛЯХ В СИСТЕМАХ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

MODELING COMPOUNDS WOODEN ELEMENTS ON TWISTED NAGEL IN THE SYSTEMS OF THE AUTOMATED DESIGNING

к.т.н. ***Столповский Г.А.****, инженер* ***Руднев И.В.****, магистр* ***Яричевский И.И.*** *(Оренбургский государственный университет, Россия)*

candidate of technical sciences ***Stolpovskiy G.A.****, engineer* ***Rudnev I.V.****, master's degrees* ***Jarichevskiy I.I.*** *(Orenburg State University, Russia)*

Аннотация

В статье приведены результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния соединений деревянных конструкций с применением нового типа витых нагелей крестообразного поперечного сечения с помощью программного комплекса АРМ WinMachine. Проведено сравнение полученных результатов с данными экспериментальных исследований.

В расчетах на прочность строительных конструкций и их соединений достаточно часто используются различные системы автоматизированного проектирования, такие как «Лира», «АРМ WinMachine», «ANSYS», «SolidWorks», основанных на методе конечных элементов. Однако овладеть в полном объеме мощными пакетами программ, таких как ANSYS, достаточно проблематично, в том числе из-за англоязычного интерфейса. Как правило, для этого необходимо специальное обучение не только методам работы в системе, но и употребляемой английской терминологии.

С другой стороны у более доступных, с точки зрения возможности обучения, пакетов программ порою не достаточно графического функционала для решения поставленных задач. К таким задачам зачастую относятся расчеты на прочность контактирующих элементов строительных конструкций, в частности, их соединения. Например, в модуле АРМ Structure3D, являющимся базовым расчетным ядром

системы АРМ WinMachine, достаточно сложно создать твердотельную модель сборки из нескольких разнохарактерных элементов.

В качестве примера рационального использования CAD/CAE систем рассмотрим методы построения модели соединения стального крупноразмерного винтового нагеля крестообразного поперечного сечения с деревянным брусом и расчет соединения на прочность при выдергивании.

Стальной нагель имеет достаточно сложную форму (смотри рисунок 1). Аналогичную форму имеет и ответный паз в деревянном брусе, сформированный в процессе забивания нагеля.

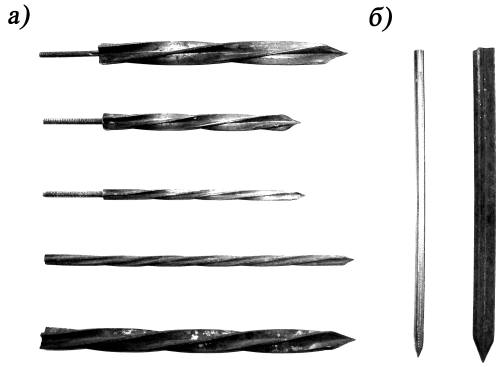


Рисунок 1 - Стальные стержни (нагели) крестообразного поперечного сечения: а) с винтовыми ребрами; б) с прямыми ребрами

Принимая во внимание геометрическую форму моделируемых соединений, для создания пространственной геометрии наиболее рационально будет использование систем автоматизированного проектирования предназначенных для создания 3D моделей (CAD систем), например программы Компас 3D, разработки группы компаний Аскон (Россия). Однако хотелось бы отметить, что нет принципиальной разницы, в каком графическом редакторе будет создаваться трехмерная модель, так как в последующем она будет передана в формат STEP.

STEP - это ISO-стандарт для компьютерного представления и обмена индустриальными данными. Целью стандарта является обеспечение механизма описания данных продукта в течении всего его жизненного цикла, независимо от определенного программного обес-

печения. Чаще всего STEP используется для обмена данными между CAD, CAM, CAE и PDM-системами. Данные модели в формате STEP описываются с помощью языка EXPRESS, обмен данными осуществляется в форматах STEP-File, STEP-XML или через доступ к базе данных. В зависимости от прикладной области, описание модели определяется протоколом приложения (Application Protocol). В частности, протокол AP203 соответствует конфигурации контролируемого 3D-проектирования.

В дальнейшем, посредством обменного формата геометрия будет предана в модуль APM Studio входящий в состав программного комплекса APM WinMachine, разработанного компанией НТЦ АПМ в г. Королев, Московской области. Модуль APM Studio предназначен для подготовки построенных моделей к прочностному и динамическому анализу, а также для выполнения расчетов и визуализации результатов этих расчетов.

APM Studio построен на базе собственного математического ядра «APM Engine». Ядро «APM Engine» служит для выполнения совокупности булевых операций над типовыми формообразующими элементами и хранения форматов геометрических элементов.

В состав APM Studio входят инструменты геометрического моделирования, подготовки сборок к расчёту, задания граничных условий и нагрузок, а также встроенные генераторы конечно-элементной сетки (как с постоянным, так и с переменным шагом).

После получения конечно-элементной сетки, производится передача её в модуль APM Structure3D. Модуль APM Structure 3D является базовым расчетным ядром системы APM WinMachine. Он обладает широкими возможностями для создания моделей конструкций, выполнения необходимых расчетов и визуализации полученных результатов. Использование этих возможностей позволит сократить сроки проектирования и снизить материалоемкость объекта, а также уменьшить стоимость проектных работ [1].

Для построения сборочной модели соединения в программе Компас 3D необходимо отдельно создать модель нагеля и бруса с пазом, созданным нагелем. Для этого достаточно двух операций. Первая процедура – «выталкивание» - предназначена для создания замкнутых объемов правильной формы типа «цилиндр» и «параллелепипед», а вторая - «кинематическая операция» - для создания винтовых поверхностей. Используя выше перечисленный функционал, были созданы нагель и деревянный брус. После создания отдельных моделей в режиме «сборка» создаем сборочную единицу из ранее построенных отдельных деталей (рисунок 2).

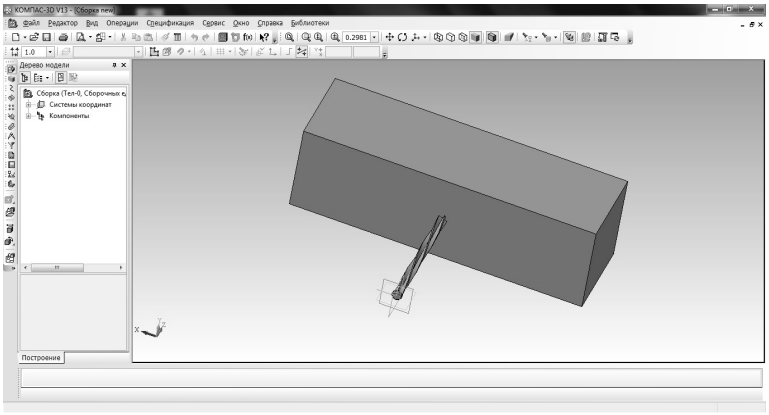


Рисунок 2 – 3D модель сборочной единицы соединения «нагель-брус», созданная в программе Компас

Заключительным этапом в работе с 3D графическим редактором является импортирование модели в обменный формат STEP.

Для подготовки геометрической модели к последующему конечно-элементному анализу воспользуемся модулем APM Studio. Импортируем ранее сохраненный файл формата STEP.

Использованные граничные условия, в процессе построении сборочной модели в графическом пакете, не могут быть использованы при расчете, так как не имеют жесткостных характеристик в нормальных и касательных направлениях. Поэтому в модуле APM Studio необходимо выполнить процедуру автоматического определения зон взаимодействия деталей друг с другом – контактных зон.

В качестве типа контактного взаимодействия выбираем – «Жесткий контакт». Данный вид контакта соответствует наличию общих винтовых плоскостей нагеля и дерева, а также закусывания металлического нагеля волокнами дерева.

Определение жесткостных характеристик будет выполнен автоматически модулем APM Studio, исходя из жесткостных характеристик материалов элементов сборочной единицы.

Предпоследним этапом постановки задачи является задание силовых факторов путем указания поверхности и величины нагрузки.

Наиболее ответственным этапом является назначение размера конечного элемента, на которые будет произведено разбиение модели.

При неверном задании размера объемного конечного элемента возможно получение погрешности вплоть до 50 %.

Для генерации конечно-элементной сетки модулем APM Studio будут использованы 4-х узловые элементы с 3-мя степенями свободы в каждом узле. Шаг сетки на нагеле составит 1 мм (при данном размере тэтраэдра мы получим не менее двух слоев солидов по сечению), на деревянном брусе 2 мм (такой малый размер необходим для корректного взаимодействия с нагелем).

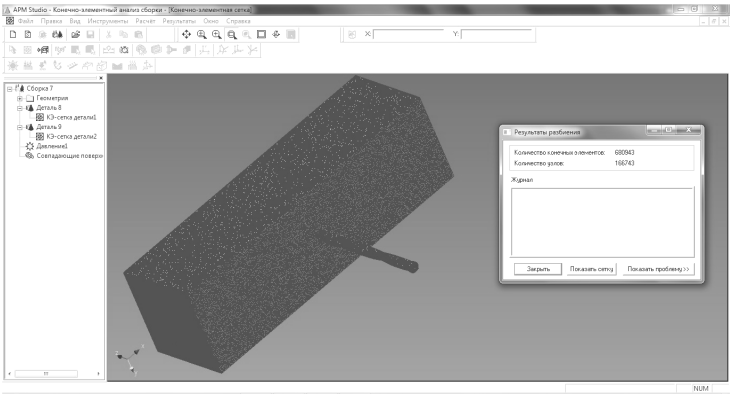


Рисунок 3 – Твердотельная модель соединения «нагель-брус», созданная в модуле APM Studio.

После присвоения нагелю и деревянному брусу необходимого типа материала, выполняем проверку твердотельной модели на отсутствие совпадающих элементов, а также элементов с нулевым объемом.

Заключительным этапом построения твердотельной конечно-элементной модели соединения «нагель-брус» в модуле APM Studio (рисунок 3) является создание закрепления бруса и различных вариантов силового воздействия на нагель в рамках проводимого модельного эксперимента.

Расчет соединения стального нагеля с деревянным брусом на выдергивание проводится после сохранения модели в модуле APM Structure 3D. Вид спереди созданной модели с расстоянием между опорами в 400 мм приведен на рисунке 4.

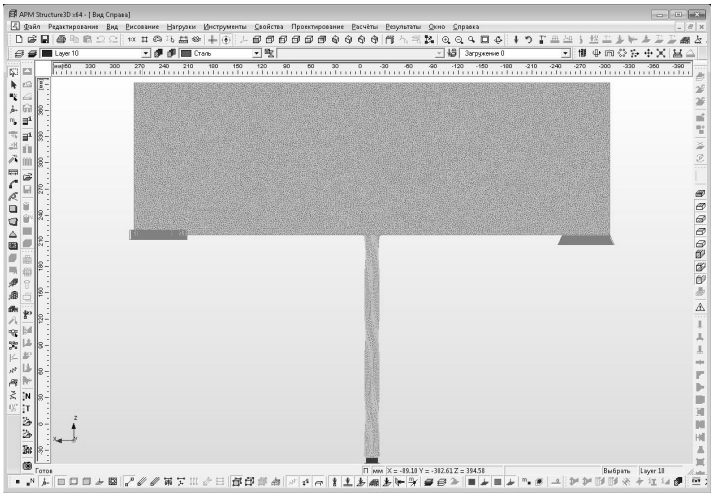


Рисунок 4 – Твердотельная модель соединения «нагель-брус», подготовленная к расчету в модуле APM Structure 3D

После выполнения расчета может быть реализована визуализация результатов модельного эксперимента в виде карт с изолиниями. На рисунках 5, 6 для наглядности представлены карты распределения напряжений по Мизесу в нагеле и брусе для нагрузки выдергивания в 9 кН.

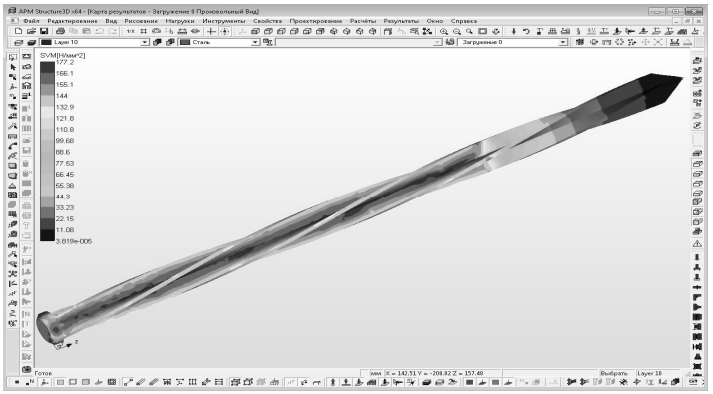


Рисунок 5 - Карта распределения эквивалентных напряжений в нагеле

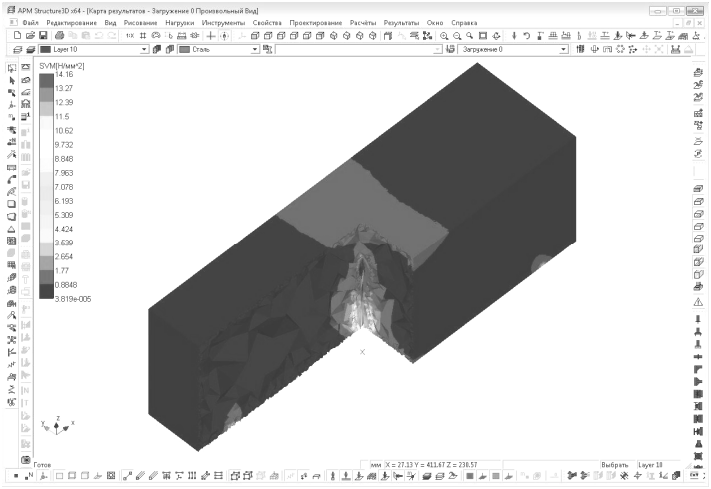


Рисунок 6 - Карта распределения эквивалентных напряжений в брусе внутри паза

Результаты модельного эксперимента имеют хорошую сходимость с результатами натурных испытаний [2], а предложенный подход решения контактных задач с применением отечественных CAD/CAE систем заслуживает внимания при выполнении расчетов на прочность соединений строительных конструкций.

Список литературы:

1. Горелов, С. Н. Расчет пространственных стержневых конструкций в системах автоматизированного проектирования / С. Н. Горелов, И. В. Руднев, А. Ю. Казак // Компьютерная интеграция производства и ИПИ технологии : сб. материалов 4-й всерос. науч.-практ. конф. – Оренбург : ИПК ГОУ ОГУ, 2009. – С. 333-336.

2. Столповский, Г. А. О соединениях деревянных элементов на стальных крестообразных нагелях / Г. А. Столповский, И. В. Руднев, В. Н. Шведов // Сборник трудов 3-й всероссийской научно-технической конференции, посвященной 80-летию НГАСУ (Сибстрин) / ред. Г. К. Найденова. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2010. - С. 87-89.

3. Замрий, А.А. Проектирование и расчет методом конечных элементов трехмерных конструкций в среде APM Structure 3D / А.А. Замрий. - М.: Издательство АПМ. 2004. - 208 с.

УДК 624.072.2.011.

МОДИФИКАЦИЯ ДРЕВЕСИНЫ КЛЕЕВЫМ КОМПАУНДОМ

MODIFICATION OF WOOD GLUE COMPOUND

К.т.н., профессор ***Смирнов Е.А.*** *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Professor ***Smirnov E.A.*** *(Vladimir State University)*
Лукина А.В. *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Lukina A.V. *(Vladimir State University)*
Бледных Е.О. *(ФГОУ ВПО Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых)*
Blednyh E.O. *(Vladimir State University)*

Зачастую, особенно в зданиях и сооружениях, возведенных до 60-хх годов XX века, несущими конструкциями, воспринимающими постоянную и временную нагрузку перекрытий, являются деревянные балки. С течением времени под воздействием изменяющегося температурно-влажностного режима, жизнедеятельности вредных насекомых, механических повреждений, изменения требований норм и правил и многих других факторов конструкции становятся непригодными к дальнейшей эксплуатации, и требуется их усиление.

Для усиления сжато-изгибаемых деревянных конструкций, имеющих дефекты или пораженные гнилью, в нашей стране и за рубежом используются различные способы и технологии восстановления древесины. В настоящий момент известно несколько способов усиления сжато-изгибаемых деревянных конструкций. В статье рассматривается способ усиления и восстановления таких конструкций клеевым компаундом.

Как известно древесина состоит из клеток двух видов-прозенхимных и паренхимных. К прозенхимным клеткам относиться трахеиды – полые клетки, сильно вытянутые в длину с заостренными концами. Каждый слой оболочки трахеид состоит из микрофибрилл, основой которых является кристаллическая целлюлоза, инкрустированная матриксом аморфных или паракристалических полимеров, стабилизирующих структуры микрофибрилл. В составе стенки клетки особую роль играет лигнин. Если высокая прочность при растяжении обеспечивается в основном целлюлозными микрофибриллами, то лигнин придает оболочке прочность на сжатие.

Разрушение древесины вследствие жизнедеятельности грибов называется гниением. Гниль в древесине, вызванная дереворазрушающими грибами, приводит к ее повреждению и отклонению от нормального строения. Гниль различают по степени поражения и виду возбудителя.

По виду возбудителя гниль бывает деструктивной и коррозионной. Деструктивная гниль вызывается целлюлозоразрушающими грибами, которые поражают только целлюлозу. При этом клеточные оболочки древесины распадаются равномерно на отдельные призматические кусочки, древесина приобретает темный цвет, становится трухлявой и легко растирается в порошок.

К деструктивной относится например, бурая гниль, вызываемая серым трутовиком, домовым грибом, белым домовым грибом и др. При поражении древесины деструктивной гнилью содержание лигнина, например, в древесине ели возрастает до 50%, тогда как в здоровой древесине он содержится в количестве 27...28%.

Коррозионная гниль вызывается лигнинразрушающими грибами, воздействующими не только на целлюлозу, но и на лигнин. Гниение древесины сопровождается образованием многочисленных больших отверстий, проделываемых в стенках клетки гифами гриба. Затем стенки клетки распадаются и от них остаются только обрывки. В древесине образуются пустоты в виде ямок, ячеек и т. п.

Древесина хвойных пород (сосна, ель) чаще всего поражается коррозионной гнилью, а лиственные (береза и осина) коррозионно - деструктивной гнилью. Деструктивная гниль встречается крайне редко.

Воздействие гнили на древесину приводит к снижению показателей ее физико-механических свойств. Таким образом, при поражении древесины коррозионной гнилью резко снижается прочность на сжимающие и сдвигающие усилия.

Для улучшения эксплуатационных и физико-механических свойств древесины применяют пропиточные полимеры и мономеры. Например, феноло-альдегивные, резорцино-формальдегидные, мочевино-формальдегидные, фурановые и другие полимеры.

Восстановить прочность древесины на сжатие и сдвиг можно пропиткой высокоподвижными твердеющими растворами.

В качестве таких растворов предлагаются компаунды эпоксидной и полиэфирной групп. Одним из существенных недостатков смол этих групп является их повышенная вязкость и как следствие низкая проникающая способность. Одним из способов снижения вязкости и экономии смол является введение повышенного содержания растворителя. В данной работе исследуется подвижность компаундов в зависимости от содержания растворителя и подбор оптимального соотношения клей-растворитель. Смола с низкой вязкостью более текуча и глубже проникает в пористые поверхности вроде поврежденной гнилью древесины.

Технологический процесс модифицирования пораженной гнилью древесины складывается из следующих операций, осуществляемых в определенной последовательности:

- высушивание участков балок имеющих гниль до влажности 8…12%,
- подготовка клея; сверление отверстий в балке с определенным шагом в шахматном порядке;
- инъецирование модифицирующего раствора при помощи шприца до полного насыщения древесины;
- выставление деревянной сборно-разборной опалубки;
- восстановление полностью разрушенных гнилью участков древесины заливкой компаундом;
- выдержка до полного отверждения компаунда.

Компаунды должны иметь жизнеспособность при температуре 20±10С не менее 1,5 часов, время отверждения в пределах 40-60 сек.

Приготовление компаунда холодного твердения осуществлялось порциями, необходимыми для восстановления поврежденных гнилью участков одной балки.

Состав компаунда для инъецирование гнилой древесины:

- 100 в.ч. смолы (ЭД–20),
- 12 в.ч. отвердителя (полиэтиленполиамин ПЭПА),
- 20 в.ч. пластификатора (дибутилфталат)
- 5…20 в.ч. разжижителя (растворитель – ацетон).

Состав компаунда для восстановления полностью разрушенной гниением участков древесины балок:

- 100 в.ч. смолы (ЭД–20),
- 12 в.ч. отвердителя (полиэтиленполиамин ПЭПА),
- 20 в.ч. пластификатора (дибутилфталат)
- 10…50 в.ч. речного песка, предварительно просеенного через сито 0,25 мм и прокаленного на плите.

Обычно процесс модификации при температуре 18–20^{0}С происходит в течение 10–12 часов: за это время клеевое соединение достигает разборной прочности (60–70% от конечной). При усилении может быть применен также нагрев до 50–60^0, при котором разборная прочность достигается через 2–3 ч, что значительно снижает трудоемкость усиления.

Список литературы:

1. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве [Текст]: учеб. Пособие. - ВлГУ, 2002. – 68 с.
2. Слицкоцхов Ю.В., Буданов В.Д., Гаппоев М.М. и др. «Конструкции из дерева и пластмасс».Учебник для К 65 вузов, под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова.-5-е изд., перераб. и доп.-М.:Стройиздат, 1986-543 с., ил.
3. Хрулев В.М., Рыков Р.Н. «Обработка древесины полимерами».-Улан-Удэ:Бурят.кн. изд-вл,1984.-144с.
4. http://www.bibliotekar.ru/dvp/11.htm

УДК 624.016.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОМБИНИРОВАННОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ С ВАРИАНТНЫМ ИССЛЕДОВАНИЕМ ЕЕ ОПТИМАЛЬНОСТИ. СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ.

В.В. Стоянов *д.т.н., проф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, г. Одеса, Украина, 65000*

А.А. Бояджи *асп., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, г. Одеса, Украина, 65000*

Проведенные испытания арочной комбинированной металлодеревянной конструкции подтвердили высокую степень достоверности численных расчетов, реализованных в современных программных комплексах, учитывающих физическую и геометрическую нелинейность.

The tests of the arched construction metal and wood combined confirmed the high degree of reliability of the numerical calculations implemented in modern software systems, using the physical and geometric nonlinearity.

Ключевые слова: металлодеревянные арочные конструкции, прочность, деформативность,

В связи с возрастанием загруженности автомобильных дорог в больших городах все острее становится проблема увеличения их пропускной способности. Решить ее можно в том числе и при помощи устройства надземных пешеходных переходов.

Кафедра Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций ОГАСА занимается исследованиями надземных пешеходных переходов пролетом 12-24 м. В одном из проектных вариантов предполагается использовать арочную конструкцию (рис.

1), у которой арка и балка (затяжка) могут быть выполнены как из дерева, так и из металла.

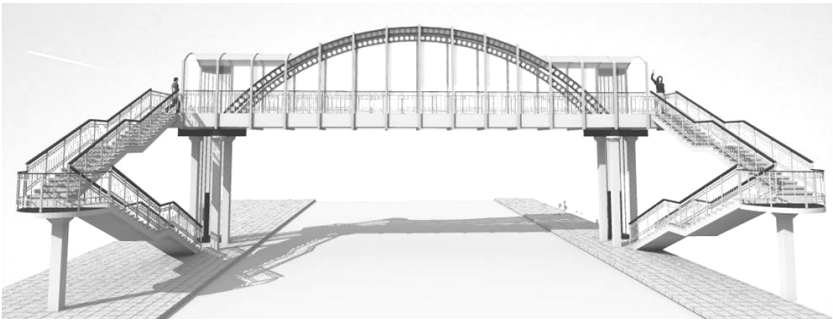


Рис. 1. Арочный надземный пешеходный переход

Для исследования был выбран вариант, в котором в качестве несущих элементов полотна предполагается использовать деревянные составные балки, работающие совместно с металлическими арками, т.е. комбинированную конструкцию, представляющую собой металлодеревянную ферму. Нагрузка с полотна передаётся на арки при помощи подвесок.

При проектировании опытной модели в качестве исходных параметров были приняты пролет конструкции (3м), поперечное сечение клееной деревянной балки (прямоугольник размерами 105х70 мм) и число подвесок равное 3. Значение расчетной нагрузки q=13,5 кН/м в первом приближении считалось заданным техническим заданием. Остальные параметры конструкции – высота и сечение арки, расположение и сечение подвесок, а также окончательная несущая способность конструкции были определены численным линейным расчетом в программном комплексе ЛИРА 9.6 (расчетная схема рис.2) исходя из выбранного нами критерия оптимальности (оптимальным считается тот вариант, для которого при расчетной нагрузке и минимальных прочных размерах в элементах конструкции (арке, балке и подвесках) возникают напряжения, близкие к допускаемым ($\sigma_{арк}^{доп} = 24кН/см^2, \sigma_{подв}^{доп} = 24кН/см^2, \sigma_{балк}^{доп} = 1кН/см^2$)).

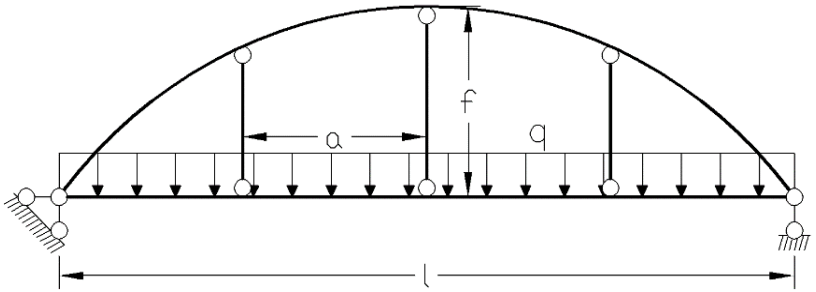


Рис.2. Расчетная схема

При расчете в ПК ЛИРА 9.6 варьировались геометрические и прочностные параметры конструкции, причем расстояние между средней и боковыми подвесками *a* варьировалось в пределах от *0.125 l* до *0.375 l* с шагом 0,05 м, высота арки *f* варьировалась в пределах от *0.23 l* до *0.33 l* с шагом 0,01 м. Для каждой из комбинаций варьируемых параметров определялись наибольшие напряжения в каждом из элементов конструкции (арке, балке, подвесках) и коэффициенты загруженности ($k_{арки} = \frac{\sigma_{арки}}{R_y^{арки}}$, $k_{подв} = \frac{\sigma_{подв}}{R_y^{подв}}$, $k_{балк} = \frac{\sigma_{балк}}{R_y^{балк}}$).

Для каждого поперечного сечения арки и подвесок отбирался тот вариант, в котором коэффициенты $k_{арки}$, $k_{подв}$ и $k_{балк}$ отличались друг от друга не более, чем на 5%. Если значения этих коэффициентов отличались от 1, то расчетную нагрузку *q*, принятую по техническому заданию, изменяли в $\frac{1}{k}$ раз. Таким образом, для каждого поперечного сечения арки и подвесок выделялся вариант конструкции со своими значениями *a* и *f*, несущая способность которого оказывалась наибольшей (если для какой-то комбинации поперечного сечения арки и подвесок варианта с одинаковыми значениями $k_{арки}$, $k_{подв}$ и $k_{балк}$ не оказывалось, то это расценивалось как отсутствие при этих параметрах оптимального варианта конструкции в смысле, приведенным выше).

В результате проведенных расчетов для экспериментального исследования была принята конструкция со следующими геометрическими и прочностными характеристиками:

- пролет конструкции – 3 м;
- высота арки – 0,63 м;
- количество подвесок – 3;
- расстояние от средней подвески до боковых – 0,78 м;
- сечение деревянной балки (затяжки) – 105х70 мм;
- сечение арки – труба 48х3,5 мм;
- сечение подвесок – стержень Ø8 мм;

Характер приложенной нагрузки (равнораспределённая по затяжке) обусловлен работой конструкции в качестве несущего элемента пешеходного перехода. Рассматривались варианты нагрузки конструкции по всему пролету, по половине и по четверти его. Расчет показал, что наиболее опасна нагрузка, приложенная по всему пролету.

Также было установлено, что соединение арки с балкой, арки с подвесками и балки с подвесками должно быть шарнирным, что было учтено при проектировании конструкции (рис.3, рис.4, рис.5).

При испытаниях напряжения определялись с помощью датчиков сопротивления (тензодатчиков), прогиб балки – с помощью индикаторов. Размещение тензодатчиков и индикатора на конструкции показано на рис.6.

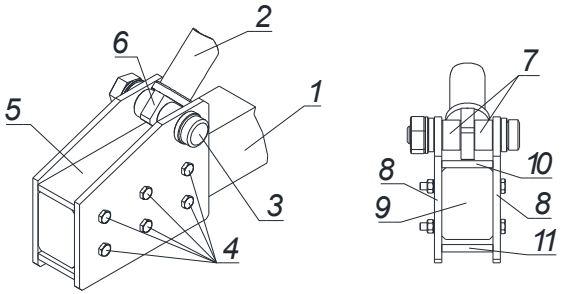


Рис.3. Узел примыкания арки к балке. 1- балка (затяжка); 2- арка; 3- палец; 4- болты; 5- башмак; 6- серьга; 7- втулки; 8- боковые щеки; 9- торец башмака; 10- верхняя планка; 11- нижняя планка.

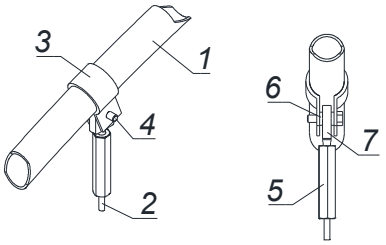


Рис. 4. Узел примыкания подвески к арке. 1-арка; 2- подвеска; 3- хомут; 4- палец; 5- талреп; 6- втулка; 7- проушина.

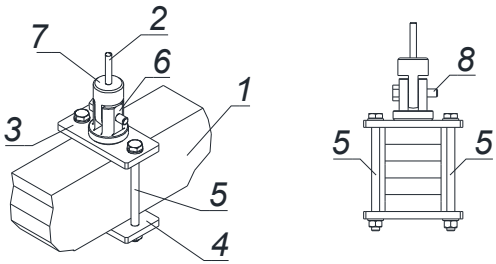


Рис. 5. Узел примыкания подвески к балке. 1- балка; 2- подвеска; 3- верхняя планка; 4- нижняя планка; 5- болты; 6- серьга; 7- проушина; 8- вал.

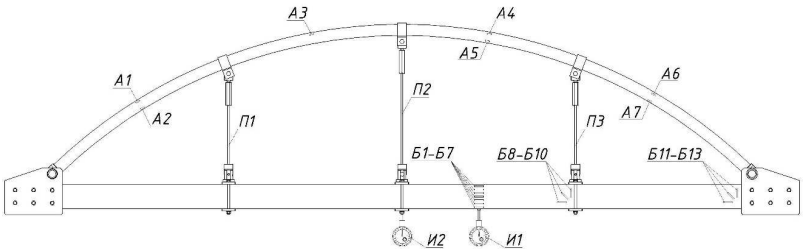


Рис. 6. Схема размещения датчиков и измерительных приборов на конструкции: А1–А7 тензодатчики для измерения нормальных напряжений в арке; П1–П3 – тензодатчики для измерения норм. напр. в подвесках; Б1–Б7 – тензодатчики для измерения норм. напр. в балке; Б8–Б13 – тензодатчики для измерения касательных напр. в балке; И1, И2 – индикаторы часового типа для измерения прогибов.

Для испытаний на прочность и деформативность опытной комбинированной металлодеревянной арочной конструкции пролетом

3 м был спроектирован (рис. 7) и изготовлен специальный стенд (рис. 8), обеспечивающий моделирование равнораспределённого нагружения.

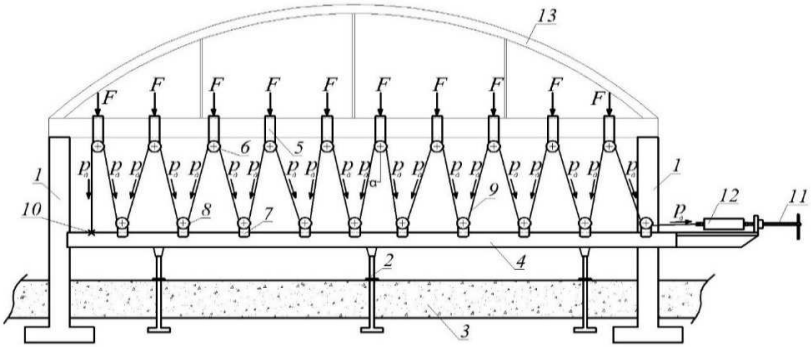


Рис. 7. Схема работы стенда для испытания арочной конструкции. 1 – опоры; 2 – анкерные болты; 3 – силовой пол; 4 – вспомогательная балка; 5, 7 – хомуты; 6, 8 – шкивы; 9 – трос; 10 – крепежное кольцо; 11 – винтовое устройство; 12 – динамометр; 13 – арочная конструкция.
деревянной балки, которая воспринимает эксплуатационную нагрузку и является одновременно затяжкой в арочной конструкции.

Конструктивно это осуществлено следующим образом (рис. 3): под арочной конструкцией, которая опирается на две штатные опоры (1) (одна из которых представляет собой подвижный шарнир) при помощи трех мощных анкерных болтов (2) на высоте около 300 мм от силового пола (3) закреплена жесткая балка (4), сваренная из двух швеллеров. К деревянной балке на равном расстоянии (около 300 мм) при помощи специальных хомутов (5) закреплены 10 шкивов (6) (шкивы посажены на подшипники качения). Точно такие же хомуты (7) с шкивами (8) приварены к вспомогательной металлической балке (4) по схеме, приведенной на рис.7.

Через блоки переброшен трос (9) диаметром 5 мм, один конец которого закреплен к вспомогательной балке (4) при помощи скобы и приваренного крепежного кольца (рыма) (10). Другой конец троса связан с винтовым устройством (11), позволяющим натягивать этот трос. Усилие натяжения $\boldsymbol{p_0}$ показывает динамометр (12), к которому с одной стороны прикреплён трос, а с другой – винтовое устройство.

Величина равнораспределенной нагрузки $\boldsymbol{q}$ связана с усилием $\boldsymbol{p_o}$ следующей формулой:

$$q = \frac{20 \cdot p_o \cdot \cos\alpha}{l_{балки}} \quad (1),$$

где

α – угол отклонения ветви троса от вертикали,

$l_{балки}$ – расчетная длина балки.

Чтобы реализовать расчетную равнораспределенную нагрузку q_p=*13,5 кН/м* нужно обеспечить натяжение троса (при помощи винта) равное 2,16 кН.

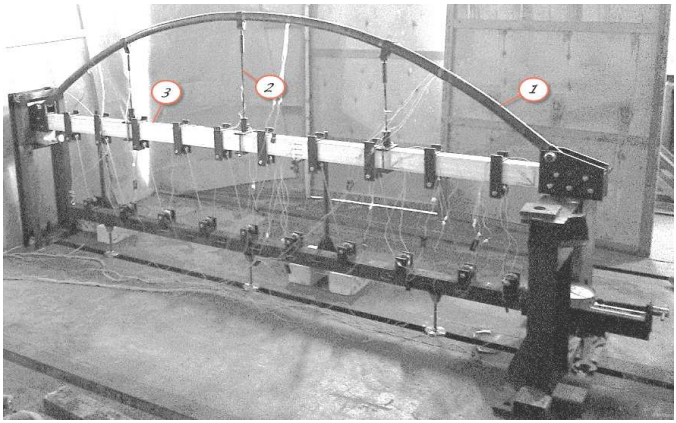


Рис. 8. Стенд для испытаний с установленной на нем арочной конструкцией
1 – арка; 2 – подвески; 3 – балка.

При испытаниях было проведено несколько этапов загрузки и разгрузки конструкции с шагом 1,25 кН/м (шаг 0,2 кН на динамометре). Показания снимались через 30 мин после каждого загружения. Величина равнораспределенной нагрузки была доведена до 18,78 кН/м (что соответствует показанию 3,2 кН на динамометре). Результаты испытаний сравнивались с результатами расчета в программном комплексе, учитывающем физическую и геометрическую нелинейность.

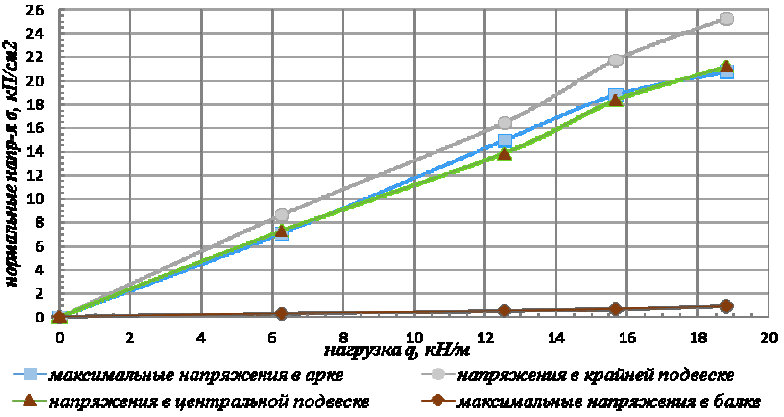


Рис. 9. Напряжения в конструкции при испытаниях

Согласно расчету в ПК ЛИРА 9.6 (без учета нелинейности) наибольшие напряжения в арке возникают на промежутке между опорой и крайней подвеской и достигают значений, близких к расчетному сопротивлению стали (R_y=24кН/см^2) при величине нагрузки q=13,5кН/м. Испытания показали, что при расчетной нагрузке напряжения в указанном промежутке арки (наибольшие напряжения) меньше расчетных и равны $\sigma_{арки}$=17 кН/см^2 (рис.10).

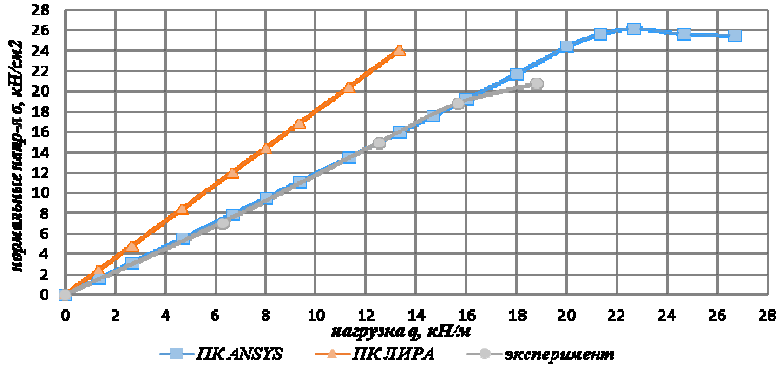


Рис.10. Сравнение значений максимальных нормальных напряжений в арке при испытаниях с результатами расчетов в ПК

По расчету в ПК ЛИРА напряжения в боковой (более нагруженной) подвеске при нагрузке 13,5 кН/м достигают 24 кН/см^2, при расчете с учетом нелинейности напряжения при этой нагрузке составляют 19,5 кН/см^2, а при испытаниях – 17,7 кН/см^2 (рис.11).

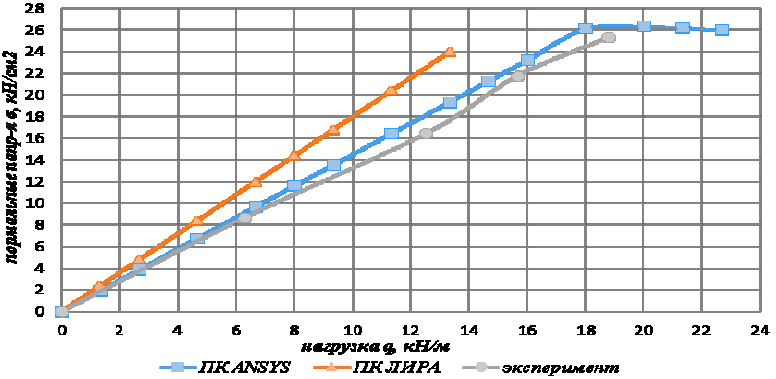


Рис.11. Сравнение значений нормальных напряжений в боковых подвесках при испытаниях с результатами расчетов в ПК

По расчету в ПК ЛИРА напряжения в балке (затяжке) при нагрузке 13,5 кН/м достигают 0,9 кН/см^2, при расчете с учетом нелинейности – 0,8 кН/см^2, а при испытаниях – 0,6 кН/см^2 (рис.12).

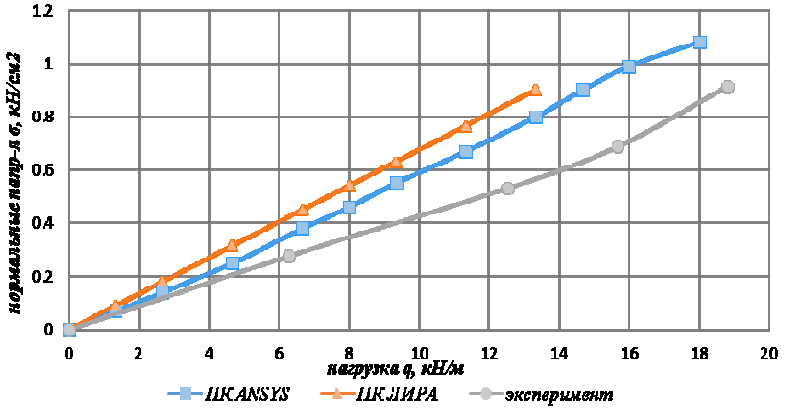


Рис.12. Сравнение значений нормальных напряжений в балке (затяжке) при испытаниях с результатами расчетов в ПК

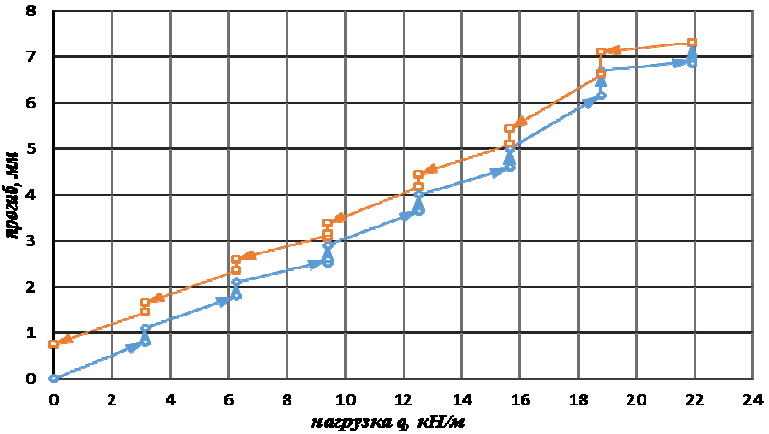


Рис. 13. Прогибы в конструкции при испытаниях

Выводы:

1. Наиболее напряженные участки конструкции по расчетам (как в линейной, так и в нелинейной постановке) и при испытаниях совпадают. Наибольшие напряжения возникают в крайней подвеске, в арке – на участке между боковой подвеской и опорой, в балке – на участке между центральной и боковой подвесками.
2. Несущая способность конструкции, определенная при помощи программного комплекса, учитывающего нелинейность (q=18,5 кН/м) практически совпадает с результатами испытаний (q=18,8 кН/м) – расхождение составляет 2%.
3. При испытаниях оказалось, что напряжения в арке и в боковой подвеске меньше значений напряжений, полученных при расчете (для арки наибольшее расхождение составило 2%, для боковой подвески – 4,5%). Наибольшим оказалось расхождение напряжений в балке (затяжке) (до 30% ниже напряжений, полученных при расчете) (рис.9), что можно объяснить сложным анизотропным строением материала, из которого она изготовлена – древесины, а также упрочнением ее при склеивании.

4. При приближении нагрузки к предельной деформированное состояние конструкции перестает быть плоским – появляются перемещения элементов конструкции, перпендикулярные ее плоскости, что полностью согласуется с картиной пространственной деформации, которую дает расчетный комплекс.
5. Главным результатом проведенных испытаний оптимально спроектированной при помощи ПК ЛИРА 9.6 конструкции является то, что реальная несущая способность этой конструкции, определенная во время испытаний (q=18,5 кН/м) оказалась на 36% выше расчетной (q=13,5 кН/м).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Окунь И.В. Эффективные клеедощатые несущие конструкции надземных пешеходных переходов / И.В. Окунь, С.М. Чучмай, В.П. Приступлюк // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, вип. № 46, Одеса: Зовнішньорекламсервіс, 2012. – С. 263 – 267

2. Стоянов В.В. и др. Архитектурные конструкции транспортных развязок на перегруженных городских магистралях / Сб. науч. тр. Современные строительные конструкции из металла и древесины. - Одесса. №15 ч.1, стр. 72-80, ВРС, 2011

3. Chad P. Kirlin. Experimental and Finite-Element Analysis of Stress Distributions Near the End of Reinforcement in Partially Reinforced Glulam. The Thesis / Oregon State University, 1996.

УДК 624.011.1

ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ И ПАНЕЛЕЙ СТЕН С КЛЕЕДОЩАТОЙ ОБШИВКОЙ ЧИСЛЕННЫМИ МЕТОДАМИ

RESEARCHES OF COVERING PLATES AND WALL PANELS WITH THE GLUED BOARD BY THE NUMERICAL METHODS

к.т.н. ***Украинченко Д.А.****, д.т.н., профессор* ***Жаданов В.И.****, инженер* ***Руднев И.В.***
(Оренбургский государственный университет, Россия),
к.т.н., доцент ***Пинайкин И.П.*** *(Иркутский государственный технический университет, Россия)*

Ukrainchenko D.A.*, candidate of technical sciences,* ***Zhadanov V.I.****, doctor of technical sciences, engineer* ***Rudnev I.V.***
(Orenburg State University, Russia),
Pinaikin I.P.*, doctor of technical sciences, docent (Irkutsk Search Technical University, Russia)*

Аннотация

В статье приведены методика и результаты численных исследований сжато-изгибаемых деревянных панелей с клеедощатой обшивкой из брусков. Выявлены и проанализированы закономерности изменения напряженно-деформированного состояния разработанных панельных конструкций в зависимости от статических и геометрических параметров. Получены расчетные формулы, дающие возможность учесть степень влияния фактических параметров разработанных панелей на величину коэффициентов приведения клеедощатых обшивок.

При расходовании на нужды деревянного малоэтажного строительства больших объемов материальных и энергетических ресурсов повышение эффективности их использования приобретает существенное значение и становится важной народнохозяйственной проблемой. Такое повышение может быть достигнуто за счет увеличения уровня индустриализации и степени заводской готовности строительных конструкций и деталей, расширение практически полносборного панельного строительства из унифицированных элементов.

Технологическая унификация может быть достигнута без существенных капитальных вложений за счет применения панельных конструкций, в которых деревянные цельные или клееные несущие ребра сочетаются с клеедощатой обшивкой.

В связи с вышеизложенным авторами разработаны панели с клеедощатой обшивкой, отличающиеся рядом положительных качеств в сравнении с известными зарубежными и отечественными аналогами / 1, 2 /. В состав разработанных панелей П-образного поперечного сечения входят два продольных деревянных ребра и клеедощатая обшивка, которая приклеена к ребрам с гвоздевым прижимом, что позволяет включить ее в общую работу конструкции. Включение обшивки в работу существенно увеличивает момент инерции и сопротивления поперечного сечения, что и приводит к экономии материала. Неизменяемость поперечного сечения обеспечивается диафрагмами жесткости. Соединение основных ребер и диафрагм выполняется при помощи вклеенных стержней, металлических пластин или на зубчатый шип. Новизной предложенного технического решения является то, что клеедощатая обшивка выполнена с предварительным напряжением из склеенных между собой брусков поперечным сечением не более чем 45х45мм.

Точность расчета предложенных панельных конструкций в значительной мере зависит от правильности учета вовлеченной в общую работу клеедощатой обшивки. Степень включения обшивки в общую работу, как известно, оценивается коэффициентом приведения (коэффициент полезной ширины, редукционный коэффициент), зная который, можно с достаточной для практических целей точностью рассчитать предложенные панельные конструкции.

В связи с вышеизложенным целью численных исследований явилось изучение фактического напряженно-деформированного состояния предложенных конструктивных форм. Для достижения поставленной цели необходимо было выявить и проанализировать закономерности изменения напряженно-деформированного состояния предложенных конструктивных форм в зависимости от статических и геометрических параметров.

В качестве основного инструмента численных исследований напряженно-деформированного состояния изгибаемых и сжато-изгибаемых панелей с клеедощатой обшивкой, включенной в общую работу конструкции, был применен пакет прикладных программ «SCAD». Дублирование полученных результатов осуществлялось при помощи программного комплекса «ЛИРА».

Объектом численных исследований явились панельные конструкции П-образного и в виде двойного Т поперечного сечения, со-

стоящие из несущих деревянных ребер и жестко присоединенной к ним клеедощатой обшивки. В качестве базового варианта была принята панель с размерами в плане 1,5×3,0м П-образного поперечного сечения.

Задачей численных исследований являлось, прежде всего, определение характера распределения нормальных сжимающих напряжений в обшивках разработанных панелей в зависимости от пролета, шага несущих ребер, толщины обшивки, и схемы работы панели (на изгиб или сжатие с изгибом).

С целью установления закономерности влияния вышеперечисленных параметров в расчетах варьировались следующие величины: пролет панели L_n=3…6 м; шаг несущих ребер a_p= 0,75, 1,5, 3,0 м; толщина клеедощатой обшивки $\delta_{об}$= 32, 40, 45мм; схема работы – изгиб или сжатие с изгибом; сжимающая нагрузка N=0…60 кН.

Степень влияния вышеперечисленных факторов оценивалась изменением неравномерности распределения нормальных напряжений σ_x по ширине обшивки, характеризующейся коэффициентом приведения, определяемым по формуле:

$$k_{об} = \frac{\sigma_x^{ср}}{\sigma_x^{\max}}, \qquad (1)$$

где $\sigma_x^{ср}$ – среднее нормальное напряжение по ширине обшивки в рассматриваемом сечении;

$\sigma_x^{\max}$ – максимальное значение нормальных напряжений, возникающих в обшивках в месте их присоединения к основным ребрам.

Полученные результаты для каждого из рассматриваемых случаев представлены в таблице 1.

Таблица 1. Значение коэффициентов приведения обшивки для панели пролетом 3,0м при различном шаге основных ребер и толщине обшивки

Шаг основных ребер, мм	Толщина обшивки ($\delta_{об}$), мм		
	32	40	45
750	0,82	0,85	0,87
1500	0,37	0,46	0,51
3000	0,28	0,32	0,36

Для удобства выполнения практических расчетов, полученные данные можно выразить в виде формул. Квадратичная аппроксимация значений таблицы 3.1 при подстановке $\delta_{об}$ в сантиметрах приводит к соотношениям:

$$k_{об}^{750} = 0,002 \cdot \delta_{об}^2 + 0,023 \cdot \delta_{об} + 0,724 \ , \quad (2)$$

$$k_{об}^{1500} = -0,01 \cdot \delta_{об}^2 + 0,183 \cdot \delta_{об} - 0,113 \ , \quad (3)$$

$$k_{об}^{3000} = 0,023 \cdot \delta_{об}^2 - 0,116 \cdot \delta_{об} + 0,415 \cdot \quad (4)$$

Для определения степени влияния пролета на значение коэффициента $k_{об}$ авторами были выполнены расчеты конструкций при фиксированных параметрах ширины панели и толщины обшивки с варьированием пролета от 3,0 м до 6,0 м. Так, для панели шириной 1,5 м при увеличении пролета с 3,0 м до 6,0 м при толщине клеедощатой обшивки 40 мм значение $k_{об}$ увеличилось с 0,46 до 0,52, то есть величина изменения достигает 12%. Аналогичные результаты были получены и при других исходных параметрах панелей, что говорит о необходимости учета этого фактора в расчетах конструкций. Такой учет может быть осуществлен при помощи введения к полученным ранее значениям коэффициентов приведения (таблица 1) поправочного коэффициента k_l, который может быть определен по аппроксимационной формуле:

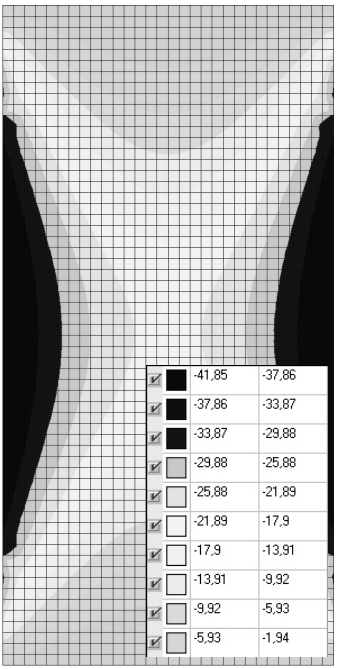
$$k_l = 0,662 + 0,338\sqrt{\frac{L_n}{L_{баз}}} \ , \quad (5)$$

Степень участия обшивки в общей работе сжато-изогнутой конструкции исследовалась в зависимости от величины сжимающей силы при других фиксированных параметрах и сравнивалась с данными, полученными для случая изгиба. При таком подходе можно проверить возможность применения ранее полученных результатов для изгибаемых конструкций в расчетах сжато-изгибаемых панелей. Так, например приложение сжимающего усилия, равного 60 кН, к панели 1,5×3,0м приводит к снижению коэффициента приведения на 6,5%, что соответствует $k_{об}$ = 0,43. Проведенные исследования при различных параметрах панелей позволили установить, что коэффициент приведения обшивки с учетом действия продольных сжимающих сил может быть определен по данным таблицы 1 при условии введения поправочного коэффициента k_e:

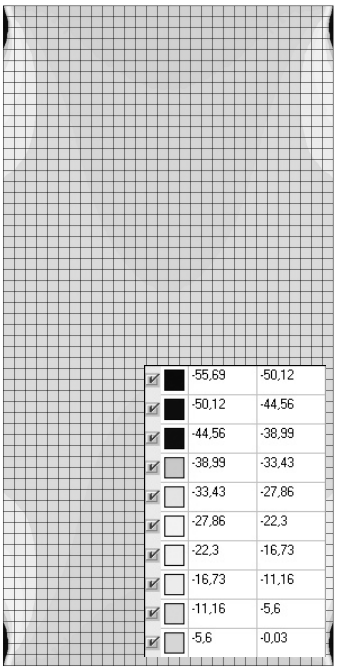
$$k_e = 1 - 0,03\sqrt{\frac{N \cdot c}{M}} \ , \quad (6)$$

где N – расчетное продольное усилие, кН;
M – расчетный изгибающий момент, кНм;
$c = 1м$ – коэффициент на единицы измерения.

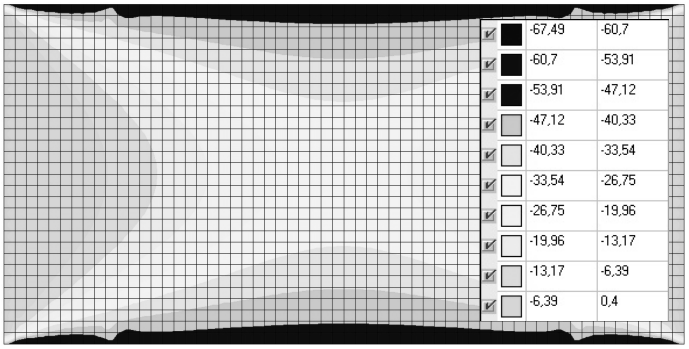
а.)



б.)



в.)



а – при действии изгибной нагрузки; б – при действии сжимающего усилия; в – при совместном действии изгибной нагрузки и сжимающего усилия

Рисунок 1. Изополя нормальных сжимающих напряжений в обшивке панели 1,5×3,0 м

Выводы.

1. Проведенные численные исследования позволили выявить и проанализировать закономерности изменения напряженно-деформированного состояния предложенных панелей с клеедощатой обшивкой в зависимости от различных факторов. Использование методики оценки напряженно-деформированного состояния новых конструктивных форм, основанной на методе конечных элементов, позволило достаточно точно характеризовать их работу под действием нагрузок.

2. Степень неравномерности распределения нормальных напряжений по ширине обшивки, характеризуемая коэффициентом приведения $k_{об}$, зависит в основном от шага несущих ребер и толщины обшивки, причем увеличение шага ребер с 750 мм (min) до 3000 мм (max) приводит к уменьшению коэффициента приведения $k_{об}$ на 58…67%, а толщины обшивки с 32 мм до 40 мм обеспечивает увеличение $k_{об}$ на 6…22%. Влияние фактического значения пролета конструкции и величины продольных сжимающих сил с достаточной для практических целей точностью можно учесть при помощи введения в расчет поправочных коэффициентов k_l , k_e.

3. Выявлено, что в предложенных конструктивных формах устойчивость сжатой клеедощатой обшивки обеспечивается за счет ее толщины до достижения изгибаемой или сжато-изгибаемой панели предельного состояния.

4. Полученные формулы и коэффициенты обеспечивают адекватный переход от пространственной системы к плоской «балочной» схеме.

Список литературы:

1. Патент РФ на полезную модель №36404. МПК Е04В 1/10. Утепленная стена вертикальной разрезки / Дмитриев П.А., Жаданов В.И., Дмитриев П.П., Сагантаев Д.В. // Опубл. 10.03.2004, Бюл.7. – 6с.

2. Жаданов, В. И. Деревянные панельные конструкции для малоэтажного строительство : монография / В. И. Жаданов, Д. А. Украинченко. – Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2013. – 390 с. – ISBN 978-5-4417-0290-4 (объем 24,56 печ.л., тир. 500 экз.).

УДК 624.011

ИСПЫТАНИЕ УЗЛОВОГО СОЕДИНЕНИЯ КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТОГО СВОДА

EXPERIMENTAL STUDIES OF THE NODAL CONNECTION OF THE RETICULATED VAULT

Асп. ***Хабибулин А.Н.****, маг.* ***Гаращенко Д.П.*** (*Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

Khabibulin A.N.*,* ***Harashchenko D.P.*** (*The Odessa State Academy of Building and Architecture)*

Аннотация. В статье рассматривается конструирование нового узла кружально-сетчатого свода с использованием металлических зубчатых пластин. Изложены методика испытаний опытных конструкций и результаты экспериментальных исследований. Выполнен анализ расчетных моделей и исследованы особенности их напряженно-деформируемого состояния.
Ключевые слова: Кружально-сетчатый свод, металлическая зубчатая пластина, эксперимент.

Summary. The article discusses the construction of the new nodal connection of the reticulated vault using metal gear plate. The technique of testing experimental models and the results of experimental studies are described. The analysis of computational models and investigated features of their stress-strain state are performed.
Keywords: Reticulated vault, metal gear plate, experiment.

Современное развитие строительной науки и техники ведет к совершенствованию существующих и созданию новых пространственных стержневых строительных конструкций. Индустриальность, малая монтажная масса, экономическая эффективность и эстетичный вид конструкций становятся главными критериями их выбора для строительства, что особенно актуально для строительных конструкций из древесины, которая является возобновляемым экологическим ресурсом.

В современном строительстве в последнее время широко используются деревянные кружально-сетчатые своды (КСС) (рис. 1), в виде несущих конструкций каркаса для зданий и сооружений различного функционального назначения. В литературе, посвященной

данному вопросу, в основном описываются рекомендации по применению кружально-сетчатых сводов с узлами на шипах или на болтах. Анализ последних публикаций и исследований в этой области показал, что традиционные методы конструирования и расчета практически исчерпали себя и поэтому все больше возникает необходимость в разработки новых и совершенствовании существующих конструктивных решений, а также в уточнении методик расчета.

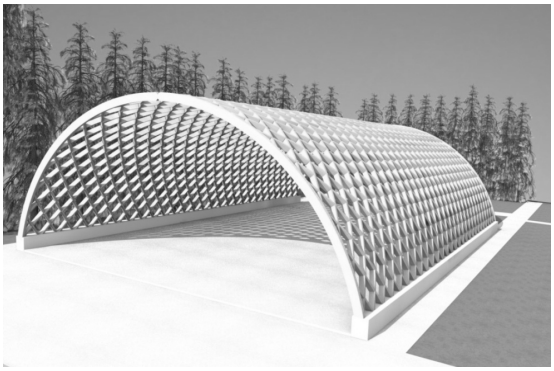


Рис. 1. Визуализация деревянного кружально-сетчатого свода

В связи с вышеуказанным, авторами была предпринята попытка разработки нового конструктивного решения узлового соединения, отличительной особенностью которого, является применение металлических зубчатых пластин, с отверстиями под болты, и уголков, включенные в общую работу деревянного кружально-сетчатого свода [1]. Авторами разработан и внедрен новый способ узлового соединения косяков кружально-сетчатого свода и получен патент на полезную модель [2].

В лаборатории кафедры МД и ПК ОГАСА проведены экспериментальные исследования опытных образцов узла КСС. Цель исследования состояла в экспериментальной проверке конструктивного решения сборного элемента с узловыми соединениями на МЗП, которое обеспечивало бы восприятие внутренних усилий [3].

Испытаниям были подвергнуты узлы КСС с применением МЗП, выполненные в двух вариантах. В первом варианте косяки выполнены из цельной древесины, во втором варианте - косяки клеедощатые с послойным армированием по клеевым швам. Поперечное сечение обеих косяков 20х120 мм. В продольный (сквозной) и поперечный (набегающий) косяки запрессовываются

МЗП-1,2 размером 72х144 мм с соблюдением правил [4]. Соединение косяков между собой выполнено при помощи уголков и болтов (рис.2). Болты принимаются диаметром 12 мм. Применяем древесину второго сорта влажностью 12%. Изгибающий момент воспринимается только сквозным косяком, а продольная сила одинаково двумя косяками.

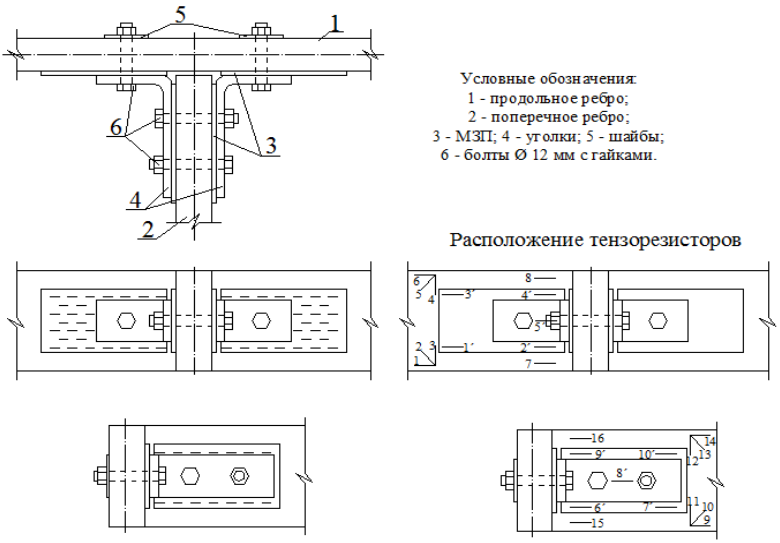


Рис. 2. Схема узлов и расположения тензорезисторов

В клеедощатых косяках пласти соединяются клеем ПВА В3, а для армирования используются оцинкованные сетки из низкоуглеродистой стали круглого профиля. Для предотвращения смятия древесины в месте приложения нагрузки и опорных реакций используются стальные жесткие прокладки, размеры которых определяли из расчета на смятие древесины поперек волокон. Испытания проводили с использованием методики и рекомендаций [5].

С помощью расчета КСС по схеме трехшарнирной арки на действие собственного веса, снеговой и ветровой нагрузки были установлены внутренние усилия в узлах. Здесь наряду с продольными усилиями сжатия и растяжения имеют место поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты [3]. Методикой испытаний предусматривается приложение в узловом соединении изгибающего момента и поперечной силы:

- в первой модели от действия $M_{изг}$.
- во второй модели от действия поперечной силы Q.

В данной статье авторами рассматривается первая модель. Каждый опыт в серии дублирован 3 образцами. Исследуемые образцы всех серий нагружаются с помощью пневматического домкрата сосредоточенной кратковременной силой ступенями по 0,1 МПа до разрушения. Испытываемая конструкция находилась под нагрузкой на каждой ступени в течении времени, необходимого для снятия отсчетов и стабилизации (≈ 30 мин). Во время испытаний осуществляли непрерывное наблюдением за поведением исследуемых узлов с целью фиксации возможных повреждений.

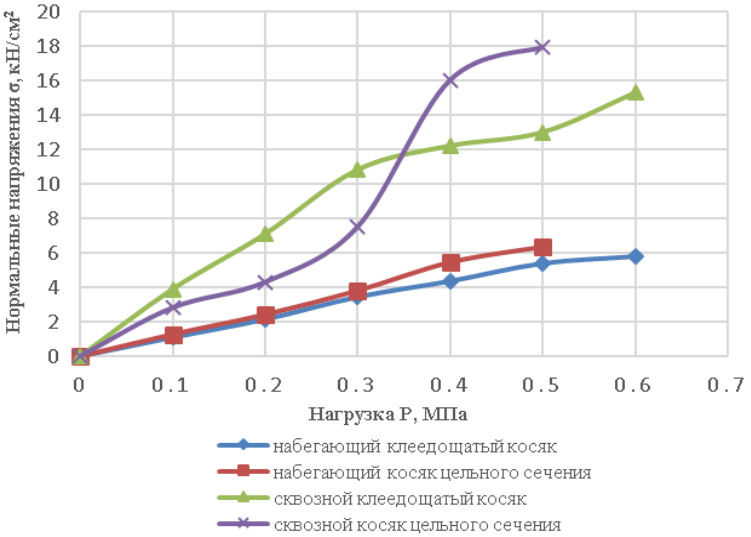


Рис. 3. График зависимости нормальных напряжений σ, возникающих в МЗП косяков от приложенной нагрузки Р

В наших исследованиях использовались для древесины тензорезисторы 2ПКП-30-400-ГБ с базой 30 мм, сопротивлением $R = 407,5 \pm 0,003 Ом$, чувствительностью $k = 2,21$, а для металла – тензорезисторы 2ФКПА-10-100-ГВ с базой 10 мм, сопротивлением $R = 103,4 \pm 0,003 Ом$, чувствительностью $k = 2,20$. В нашей схеме использована полумостовая цепь с одним рабочим и одним компенсационным тензорезисторами. Рабочие тензорезисторы наклеивались непосредственно на исследуемые модели, а один общий тензорезистор служит компенсационным, и наклеивался на деревянную заготовку, которую при испытаниях помещали рядом с исследуемыми образцами.

Перед испытаниями узлов произвели тарировку тензорезисторов. Рабочие тензорезисторы наклеивались по стандартной технологии по кромкам набегающего и сквозного косяков и на МЗП а также посередине уголков.

Рабочие тензорезисторы наклеивались на уголки, МЗП и поверхность косяков в выбранных (характерных) точках, с соблюдением рекомендаций завода-изготовителя. Количество точек регламентировано количеством каналов прибора (рис. 2).

Максимальные нормальные напряжения, возникающие в МЗП набегающего косяка равны 5,8 кН/см^2 - для клееного и 6,33 кН/см^2 - для цельного сечения, а для сквозного - 15,3 и 17,9 кН/см^2 соответственно (рис. 3).

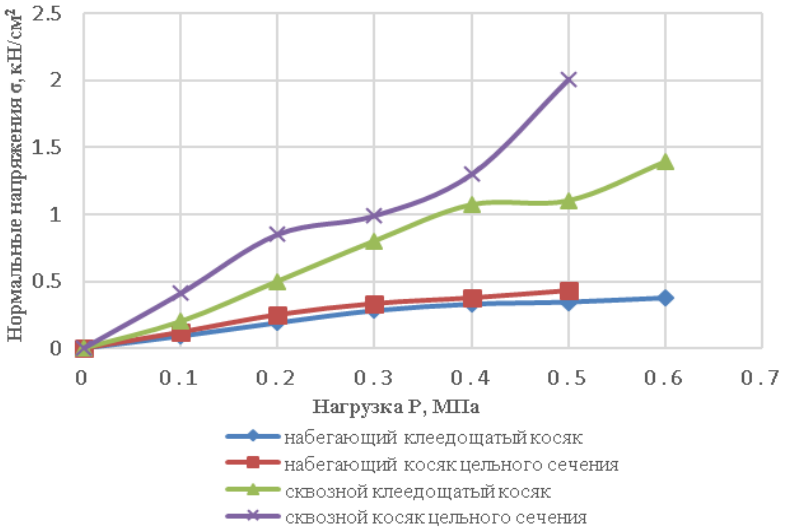


Рис. 4. График зависимости нормальных напряжений σ, возникающих в древесине косяков от приложенной нагрузки Р

Максимальные нормальные напряжения в древесине возникли в сквозном косяке в районе примыкания набегающего косяка , где происходит смятие древесины и достигают 1,39 кН/см^2 - для клееного и 2,01 кН/см^2 - для цельного сечения, а для набегающего - 0,38 и 0,43 кН/см^2 соответственно (рис. 4).

Разрушение узла из косяков цельного сечения произошло в результате раскалывания древесины набегающего косяка, а в клеедощатом с послойным армированием по клеевым швам разрушился только нижний слой, но произошла местная потеря устойчивости пластины с одновременным обнажением зубьев (рис. 5).

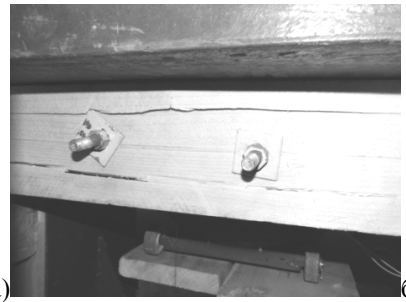
а)  б)

Рис. 5. Разрушение узла КСС от действия изгибающего момента с косяками: а) из цельный древесины; б) клеедощатые

Выводы: Результаты эксперимента подтвердили возможность использования предложенной конструкции стыка при соединении сборных элементов КСС. Сравнение характеров разрушения узловых соединений показал, что более рациональным является применение клеедощатых косяков, чем цельных, так как цельный косяк полностью был разрушен. В узлах необходимо применение МЗП с большей длиной зубьев, что бы не произошло их обнаженье.

Библиографический список:

1. Хабибулин А.Н., Жгалли Шариф, Стоянов В.В. Конструирование узлового соединения кружально-сетчатого свода / Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. трудов. – Одесса: ВРС, 2013. – №17. – 335 с.

2. Патент України на корисну модель №80024. МПК Е04В 7/10. Спосіб вузлового з'єднання косяків кружально-сітчастого склепіння / Стоянов В.В., Хабібулін А.Н. // Опуб. 13.05.2013, Бюл. №9. – 4 с.

3. Конструкции сельскохозяйственных зданий и сооружений / В.В. Стоянов, В.А. Бондарь, В.Г. Иевенко, В.В. Гузовский. – Кишинев: Штиинца, 1987. – 138 с.

4. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. – М.: ВНИИИС, 1983. – 40 с.

5. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1980. – 40 с.

УДК 624.014.27

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ КОНСТРУКЦІЙ МЕТАЛЕВИХ КРОКВ'ЯНИХ ФЕРМ

к.т.н. Чучмай С.М., к.т.н., доц., Коршак О.М., асп. Хабібулін А.Н.

маг. Скарлат Е.Ю. (ОДАБА)

анотація: в статті розглянута порівняльна ефективність металевих ферм з різних профілів (швелера, двотавра, труби та ін.) в різних поєднаннях та запропоновано використання круглих труб в конструкціях кроквяних ферм.

annotation: in the article comparative efficiency of metallic farms is considered from different types (channel, pipes but other) in different combinations and the use of round pipes is offered in the constructions of krokvyanikh farms.

ключові слова: ферми, кроквяні ферми, типові конструкції, профіль.

keywords: farms, krokvyani farms, typical constructions, type.

Сталеві ферми широко застосовуються в покриттях промислових і цивільних будинків, ангарів, вокзалів і т.п. великопролітні мости, радіовежі й щогли, опори ліній електропередачі й багато інших конструкцій виконуються у вигляді сталевих ферм.

Ферми в порівнянні із суцільними балками економічні по витраті металу, їм легко надають будь-які обриси, необхідні умовами технології, роботи під навантаженням або архітектури, вони відносно прості у виготовленні.

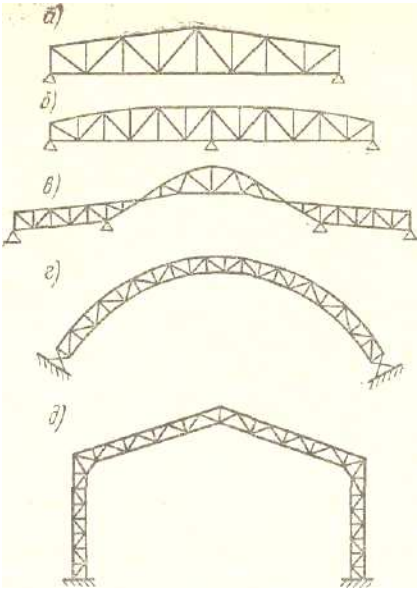
Ферми застосовують при найрізноманітніших навантаженнях; залежно від призначення їм надають найрізноманітнішу конструктивну форму - від легких пруткових конструкцій до важких ферм, стержні яких можуть компонуватися з декількох елементів великих профілів або листів. Найбільше поширення мають розрізні балкові ферми (рис.1) як найпростіші у виготовленні і монтажі. Нерозрізні (рис.1,б) і консольні (рис.1,в) системи ферм раціональні при великій власній масі конструкції, тому що в цьому випадку вони можуть дати значну економію металу. Крім того, нерозрізні ферми

можна застосовувати виходячи із вимог експлуатації, тому що вони мають більшу твердість і можуть мати меншу висоту.

Проміжними між фермою й суцільною балкою є комбіновані системи, що складаються з балки, посиленою або знизу підвішеним ланцюгом (шпренгельна балка) або наскрізною фермою, або зверху аркою або фермою (рис.1,*ж).* Розпір ланцюга або арки, а також підтримуючий вплив елементів ферми зменшують згинальний момент у балці. Комбіновані системи прості у виготовленні й раціональні у важких конструкціях, а також у конструкціях з рухомим навантаженням. Можливість використання в комбінованих системах дешевих прокатних балок сприятливо впливає на вартість і трудомісткість виготовлення цих систем.

Ефективність ферм і комбінованих систем можна значно підвищити, створивши в них попереднє напруження.

У фермах рухливих кранових конструкцій і покриттів більших прольотів, де зменшення ваги конструкцій дає великий економічний ефект, можливе застосування алюмінієвих сплавів.



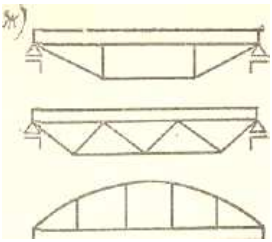


Рис.1. Системи ферм.
а)балочна, б)нерозрізна, в,г)консольна, д)рамна, ж)комбінована.

Критерієм оцінки економічної ефективності однотипних конструкцій являються показники по масі, трудомісткості виготовлення та вартості. Використання в конструкції як профілю іншого типу так і другої системи решітки впливає і на масу конструкції і на трудомісткість її виготовлення, і на вартість. В відомих нам дослідах ферм на протязі довгого часу залишався практично без змін тип профілю. Використовувалися одиночні і спарені в вигляді тавра кутики, зварні таври. Пізніше стали запроваджувати круглі труби, також давно відомий профіль, але в кроквяних конструкціях не використовувавсь. Це пояснюється тим, що теоретично найбільший ефект по економії металу в стиснутих стержнях може бути досягнутий при використанні в них перерізів в вигляді труби. Такий переріз в порівнянні з рівнополосним кутиком, тавром, двотавром має найбільшие значення радіуса інерції, прийнятого для оцінки раціональності профіля при роботі в стиснутих стержнях.

Трубчаті профілі в конструкціях покриттів отримали широке розпоширення, внаслідок раціонального використання металу при переході на трубчаті перерізи, що надає можливість при однаковій міцності знизити витрати сталі у порівнянні з крокв'яними фермами з кутиків на 20 %. Високі і однакові відносно любої осі інерції радіуси, моменти опору, моменти інерції на кручення дозволяють в стержнях працюючих на стиск, ефективно використовувати сталі підвищеної і високої міцності.

Області використання типових конструкцій покриття з фермами з круглих труб та покриття з фермами з прокатних кутиків практично однакові. Завдяки "обтікаємій" формі перерізу і відсутності щілин і пазух на фермах з круглих труб не затримується волога та бруд, що дає можливість використовувати їх в приміщеннях з середовищем підвищеної агресивності. Труби найбільш тонкостінні, так як – дякуючи циліндричній формі, місцева стійкість забезпечена краще, ніж у плоских пластинах. Вузлові з'єднання ферм із труб можуть використовуватися без фасонок ,що не тільки знижує трудомісткість виготовлення конструкцій, але і дозволяє зменщити загальне число сегменті майже вдвічі. І, насамкінець, трубчаті ферми мають приємний для ока зовнішній вигляд.

В будівлях з покриттям з плоских елементів в вигляді ферм з круглих труб зберігається традиційна конструкційна схема: на фермах що стоять на колонах, опираються прогони, по яким вкладають настил, несучий покрівлю. Перехід на трубчаті перерізи дозволяє знизити

витрати сталі завдяки більш раціональному використанню матеріалу при однаковій міцності.

До вад трубчатих ферм відносяться деякі ускладнення вузлів, необхідність створення столиків для обпирання плит або настилу при криволінійній формі перерізу. Труби коштують дорожче інших видів прокату, і необхідне техніко – економічне обгрунтування приміненню трубчатих ферм.

Дослідження, проведені при вивченні роботи як ферм вцілому так і окремих вузлів, присвячувались питанням впливу на роботу конструктивної форми вузлів, тонкостінності поясної труби, відношення діаметра розкосу і поясної труби, кута нахилу розкосу, величині напруження в поясній трубі тощо. Ряд досліджень присвячувався питанням визначення несучої здатності і розрахункових довжин стержнів з круглих труб.

Можливість влаштування в фермах з круглих труб безфасоночних вузлових примикань також знижує витрати металу і трудомісткість виготовлення. Однак відносно висока вартість труб та необхідність використання при виготовленні ферм спеціального дорогокоштуючого обладнання по фігурній різці і зварці профілів обмежує використання використання таких конструкцій.

З цих позицій більш ефективними є гнутозварні профілі замкнутого перерізу. Прямокутні труби значно дешевше круглих, і в той же час вони мають якісні характеристики круглих труб. Але витрати матеріалу в таких фермах перевищують аналогічні витрати в фермах з круглих труб. З іншого боку, використання гнутозварних профілів в фермах покриття дає стійку економію маси 12-20 % порівнянно з кутиковими фермами. В результаті досліджень виявилось, що ферми з гнутозварних профілів найбільш ефективні при легкому навантаженні для прольотів 18 – 30 м, і при середньому навантаженні для прольотів 18 м. Для інших навантажень та прольотів вони поступаються по вартості фермам з таврів, а при важких навантаженнях – фермам з труб.

Досліджувалась і порівняльна ефективність використання названих профілів в різних поєднаннях. Так конструктивне рішення ферм з використанням таврів і решітки з одиночних кутиків в порівнянні з типовим рішенням ферм з поясами з таврів і в решітці з парних кутиків забезпечує зниження трудоємності виготовлення і вартості ферм на 25 % і на 10 % при збереженні рівних показників по масі. В порівнянні з фермами з кутиків зниження трудоємності виготовлення становить до 30 – 35 % при зниженні вартості витрати матеріалу до 10 %. Крім того, була підтверджена і ефективність ферм цього рішення у порівнянні з

фермами з одиноких кутиків з безфасонкового з'єднання і фермами типу "Молодечко" .

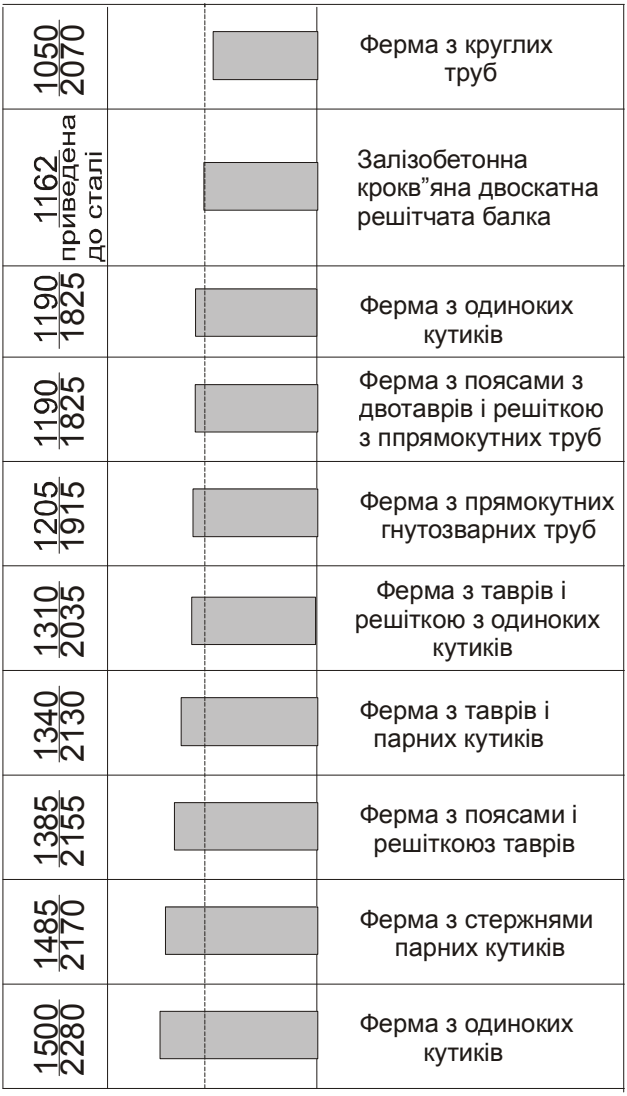


Рис 2. Показники витрат сталі несучих конструкцій покриття в кг при зовнішньому навантаженні 4,0 кН/м^2 (на одну конструкцію).

Примітка: в чисельнику значення для прольоту 18 м; в знаменнику для прольоту 24 м.

Слід відмітити і ті обставини, що система формоутворення в проведених дослідах принципово змінюється незначно. Нараховується обмежена кількість, як окреслень ферм так і систем решітки, які підлягали дослідженню в деяких напрямках: вивченню роботи названих профілів в встановлюваних схемах решітки – трикутній, розкісній, безрозкісній, перехресній, - з метою визначенян найбільш ефективного варіанту; уточнено метод розрахунку окремих елементів; вивченню роботи вузлових з'єднань тощо. Ці дослідження приводили до конкретного збільшення несучої здатності як елементів, так і конструкцій вцілому, що дозволяє в результаті знизити їх металоємність. Однак цього зниження не було достатньо для того, щоб ефективно замінювати аналогічні залізобетонні конструкції покриття. На рисунку представлена зрівняльна оцінка металоємності кроквяних конструкцій прольотами 18 – 24 м при однакових навантаженнях (біля 4 кН/м^2). В число зрівнюваних конструкцій входить також кроквяна залізобетонна двоскатна решітчаста балка, що має найбільш масове використання в виробничих будівлях прольотами 18 м.

Література.

1. «Металеві конструкції» Клименко Ф.С., Барабаш В.М., Стороженко Л.І., Львів: «Світ» 2002 р.
2. «Металеві конструкції загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів» 2-е видання, Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білий С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О./ Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В. Шимановського/ К.: «Сталь» - 2010 р.
3. «Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы» Л.В. Енджиевский, В.Д., Наделяев, И.Д. Петухова, Москва, 1998 г.
4. «Алгоритмы расчета стальных конструкций» Е.В. Горохов, В.Ф. Мущанов, А.М. Югов, С.В. Колисниченко, В.Н. Васылев, Москва 1989 г.
5. «Металлические конструкции» 10-е издание под редакцией Ю.И. Кудишина, Москва 2007 г.

УДК 684.59

СУЧАСНІ ЛАКОФАРБНІ МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ДЕРЕВИНИ

MODERN PAINTWOOD MATERIALS FOR WOOD

*аспірант **Шарабуряк А.А**. (Національний університет біоресурсів і природокористування України)*
Sharaburiak A.A. (National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)

Анотація

Наведено огляд сучасних лакофарбових матеріалів для деревини та деревних матеріалів. Їх позитивні та негативні сторони лакофарбових матеріалів та методи нанесення. Висвітлені раціональні лакофарбові матеріали, з мінімальним вмістом органічних розчинників.

Деревина, деревний матеріал, лакофарбові матеріали, леткі органічні сполуки, порошкова фарба.

Summary

The review of modern paintwork materials for wood and wood materials is provided. Their positive and negative sides of paintwork materials and drawing methods. Rational paintwork materials, with the minimum contents of organic solvents are shined.

Wood, wood material, paintwork materials, volatile organic compounds, powder paint.

Деревина є натуральним сировинним матеріалом, яка століттями використовується в будівництві та виробництві меблів, завдяки простоті її обробки, доступності та відносно невисокій ціні.

Існує багато різних порід деревини, кожна з яких має свої власні характеристики з точки зору кольору, міцності, вологовмісту, особливостей будови. Деревина, навіть однієї породи, може значно відрізнятися залежно від того де вона була вирощена. Для збереження властивостей деревини, продовження терміну придатності виробів їх слід захищати від руйнування. Зазвичай для цього застосовують різні методи обробки деревини, це шліфування, ґрунтування, порозаповнення, шпаклювання тощо. [1]

Фарба є найбільш поширеним обробним матеріалом для деревини, що забезпечує захисно-декоративне покриття поверхні з різноманітними колірними рішеннями. Фарбування дерев'яних

конструкцій дозволяє захистити деревину від атмосферних впливів, біологічних факторів (грибків, плісняви, бактерій, комах) і забезпечує тривалий термін експлуатації дерев'яних конструкцій.

Найбільш популярними сучасними опоряджувальними матеріалами для дерева є алкідні, акрилові і поліуретанові фарби та емалі. Їхніми основними перевагами є: простота і зручність застосування, із забезпеченням високої якості покриття поверхні, а основним недоліком – пожежонебезпечність та викид летких органічних сполук в атмосферу.

Олійні фарби до недавнього часу були класичним покриттям для дерев'яних поверхонь. Їх головною перевагою є довговічність нанесеного покриття за рахунок глибокого проникнення в пори деревини. Проте, поступово алкідні лаки і фарби замінили їх, тому що вони більш дешеві, швидше сохнуть, і мають високі водовідштовхувальні властивості. Однак, саме швидке висихання не дозволяє фарбі проникнути всередину деревини, тому покриття швидко руйнується і дерев'яна конструкція вимагає повторного фарбування після короткого часу.

Поліуретанові, акрилові емалі і лаки з'явилися на рину відносно недавно. Для перших головним недоліком є висока вартість і токсичність, що обмежує їх широке використання, але при цьому вони унікально довговічні і мають високі захисні властивості. Акрилові лаки і емалі також є високостійкими, але при цьому не мають недоліків, притаманних поліуретановим. Акрилові фарби застосовуються для зовнішнього і внутрішнього фарбування дверей, рам та інших дерев'яних конструкцій. Популярними є водно-дисперсійні акрилові фарби для покриття будь-яких дерев'яних поверхонь. Розчинником для них є вода, проте по висиханні вони вже водою не змиваються.

Що стосується експлуатаційних характеристик, то поліуретанові покриття значно міцніші і більш стійкіші до стирання [2]. Щодо технології нанесення та обладнання, яке для цього використовується, їх можна успішно наносити розпилюванням, вручну та методом лаконаливу, зануренням. Але для кожного з цих методів треба змінювати ступінь в'язкості.

Водорозчинні лакофарбові матеріали (ЛФМ) мають кращі показники екологічності порівняно з поліуретановими системами, оскільки роль розчинника тут виконує вода. Завдяки цьому вони містять менше шкідливих компонентів, але незначна кількість летких органічних сполук присутня в складі цієї системи, яка потрапляє в середовище під час нанесення та висихання. Період полімеризації

водорозчинних ЛФМ у п’ять разів довший за поліуретанові і становить понад два тижні. До їх недоліків можна віднести піднімання ворсу на поверхні деревини, що не виключає проміжного шліфування та призводить до збільшення трудовитрат, також необхідно дотримуватися певних кліматичних умов, а саме вологість приміщення в момент нанесення та висихання ЛФМ повинна бути φ>50% [3].

На ринку України водорозчинні лакофарбові матеріали представлені такими фірмами як Remmers, ICA, Tikkurila, тощо.

Потужним споживачем ЛФМ є меблева промисловість, яка потребує в рік близько 800 тис. т лакофарбових матеріалів, що складає близько 60% від загального обсягу їх випуску. Відповідно до рівня розвитку меблевого виробництва лідирують у вжитку ЛФМ Європа (де у першу п'ятірку входять Італія, Німеччина, Іспанія, Великобританія і Франція), США і Китай.

Існують також порошкові покриття, які добре зарекомендували себе як спосіб опорядження поверхонь металів — алюмінію та сталі. Вони цінуються за своє довговічністю, зовнішнім виглядом, вартістю (дешевизну) і нешкідливістю для довкілля. Ряд європейських виробників успішно застосовують порошкове фарбування МДФ з високими якісними показниками для виготовлення кухонних фасадів, меблів для ванних кімнат, дитячих і для оформлення торгівельних приміщень [4].

Порошкове опорядження дозволяє отримати рівномірне покриття поверхні, крім того технологія його нанесення є екологічно чистою, тобто не застосовуються розчинники, важкі метали і високоагресивні забруднюючі речовини. Застосування автоматичних камер для нанесення порошкової фарби і устаткування для збирання та повторного використання порошку дозволяють досягти майже 100%-го використання фарби. Після закінчення процесу фарбування не вимагається будь-яких додаткових операцій, як-то шліфування, полірування та висихання лакофарбового покриття, тому порошкова технологія обробки є економічно вигідною (табл. 1).

Під час вибору лакофарбових матеріалів перевагу слід надавати тим в яких вміст органічних розчинників зведений до мінімуму і це, насамперед, водорозчинні та порошкові ЛФМ. Проте, порошкове опорядження в деревообробній галузі майже не використовується, хоча є перспективним та актуальним напрямком, тому що дозволяє спростити процес обробки деревини, заощадити час і матеріали, не забруднювати довкілля та поліпшити якість отриманої поверхні покриття

Таблиця 1 Порівняльна характеристика ЛФМ для деревини

Вид ЛФМ	Ціна (кг або л), грн..	Сухий зали-шок, %	Кількість нанесень	Витрати г/м^2	Час висихання при t=20±2°С, год.
Олійні фарби	150-180	-	2-3	60-140	24
Алкідні фарби	112	до 50	2	110	8-9
Поліуретанові фарби	130-140	56±2	2	80-100	8-10
Водно-дисперсійні акрилові фарби	120	40-47	2	120	1-2 на кожний шар нанесення
Порошкові фарби	112-140	95-98	1	до 150	-

Список літератури:

1. Буглай Б.М. Технология отделки древесины / Б.М. Буглай. – М.: Лесн. пром-сть, 1973. – 7с.
2. Маневруючи між екологічністю та надійністю/ Меблеві технології. – 2013. – № 9 (100). – С. 12 – 14
3. Кушпіт О.М. Водорозчині лакофарбні матеріали для меблевої промисловості/ О.М. Кушпіт, А.С. Кушпіт// Науковий вісник НЛТУ України. – 2012. – вип.22.2.
4. РЖ: 05.12-69.119. Система лакирования деталей кухоной мебели. Belgischer Weg. Horber Matthias HK: Holz und - Kunststoffverard. – 2005. – № 3. – С. 38-40

УДК 728:629.514

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МАЛОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ НА ВОДЕ

INVESTIGATION OF STRESS-STRAIN MODE OF LOW-STOREY FLOATING HOUSE STRUCTURES

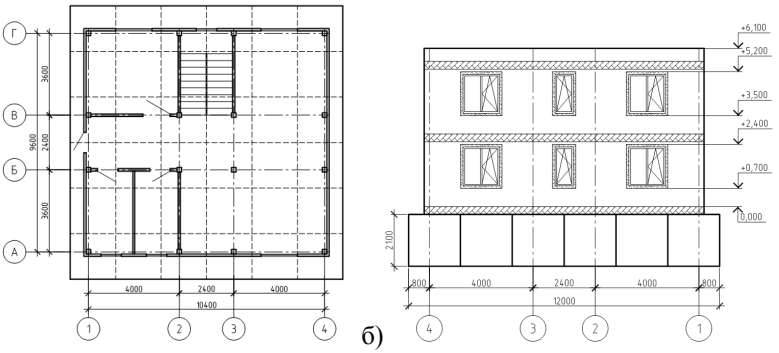
к.т.н. ***Шехоркина С.Е.****, д.т.н., проф.* ***Савицкий Н.В.*** *(ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры»)*
Ph.D. ***Shekhorkina S.Y.****, Dr., Prof.* ***Savitskyi N.V.*** *(SHEE Prydniprovs'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture)*

Возведение зданий и сооружений на воде является одним из новейших направлений в строительстве и архитектуре. В условиях дефицита и удорожания земель, пригодных к застройке, строительство зданий на воде приобретает популярность и в Украине. Несмотря на множество реализованных проектов зданий на воде (плавучие рестораны, гостиницы, коттеджные городки, офисные здания, развлекательные комплексы и т.п.) [1], исследования, посвященные вопросам их проектирования, остаются немногочисленными, а комплексной нормативно-технической документации не существует как в Украине, так и за рубежом. Поэтому результаты исследования напряженно-деформированного состояния конструкций малоэтажного жилого здания на воде с учетом совместной работы элементов надводной и подводной частей, изложенные в данной статье, являются актуальными.

Для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций малоэтажных жилых зданий на воде с учетом совместной работы надстройки и плавучей платформы-основания был принят проект-представитель двухэтажного здания. На рис. 1 приведены план типового этажа, а также один из фасадов здания на воде. Принятое архитектурно-конструктивное решение здания по своим параметрам соответствует классу малых судов и учитывает наиболее характерные особенности зданий данного типа.

Размеры здания в плане составляют $10.4м \times 9.6м$. Конструктивная схема здания – каркасная. Конструкции надводной части могут быть изготовлены из дерева, стальных и алюминиевых профилей. Для

анализа НДС был рассмотрен несущий каркас из стальных профилей – колонны из двутавров №20К1, балки перекрытия и покрытия из двутавров №16.



а) б)

Рисунок 1. Двухэтажное жилое здание на воде:
а) план типового этажа; б) фасад

Внешние стены изготовлены из сендвич-панелей с утеплителем из пенополистирола толщиной 120 мм и отделкой из фасадной штукатурки. Перекрытие и покрытие с нижней стороны обшивается гипсокартоном, с верхней – укладываются плиты OSB. Пространство между балками заполняется минераловатным утеплителем. Полы выполнены из плитки керамической (для кухни и санузлов), ковролина (для спален) и ламината (для коридоров). Кровля выполнена из рубероида.

Плавучая платформа-основание состоит из отдельных понтонов-модулей [2]. Размеры платформы в плане составляют $12м \times 12м$. Размер одного понтона-модуля 2x2x2.1 м (ширина x длина x высота). Толщина элементов понтона-модуля 80 мм, бетон класса С25/30; арматура класса А400С. Глубина водоема в месте размещения здания принята равной 5 м.

Для здания была определена суммарная нагрузка от элементов надстройки, полезной и внешней нагрузки, которая составила $g_b = 950кН$. Полный вес здания на воде с учетом веса конструкции плавучей платформы составил $G = 180m$. Расчетная осадка равна $h = 1.3м$.

В качестве якорной системы для исследуемого здания на воде были приняты якорные конструкции из эластомерных тросов производства фирмы «Hazelett» [3]. Грузоподъемность одной конструкции

составляет 35 тонн, поэтому для удержания исследуемого проекта здания на воде требуется 6 якорных конструкций данного типа.

В соответствии с [4] для исследуемого здания на воде были выполнены расчеты технико-эксплуатационных характеристик (плавучести, непотопляемости, обеспечения равновесия относительно поверхности воды, а также проверка осадки и остойчивости). В результате выполненных расчетов было установлено, что принятое архитектурно-конструктивное решение здания на воде удовлетворяет требованиям Регистра судоходства Украины [5].

Для исследуемого здания на плавучей платформе из понтонов-модулей была составлена пространственная компьютерная модель в программном комплексе «ЛИРА 9.6» (рис. 2). Каркас здания моделировался элементами типа КЭ 10 (универсальный пространственный стержневой КЭ). Днище, боковые стенки и верхняя палуба понтонов-модулей задавались элементами типа КЭ 41 (универсальный прямоугольный КЭ оболочки). Для моделирования якорной системы из эластомерных тросов использовались КЭ 51 (одноузловой КЭ упругой связи), ориентированные вдоль глобальных осей Z и X.

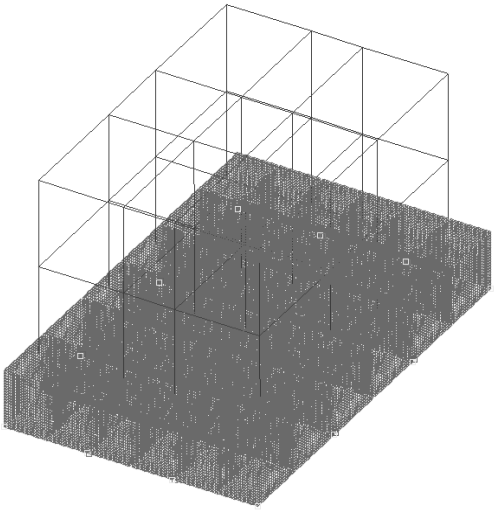


Рисунок 2. Пространственная модель двухэтажного жилого здания на плавучей платформе из понтонов-модулей

Расчет пространственной модели здания на воде выполнялся на действие нагрузок в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и

воздействия» [6], правил Регистра судоходства Украины [5], а также методики определения волновых нагрузок, изложенной в [4].

В результате расчета были получены данные о распределении напряжений и максимальные значения усилий в элементах конструкции платформы из понтонов-модулей, а также конструкциях каркаса. По результатам моделирования было установлено, что при заданном конструктивном решении надстройки здания на воде наиболее загруженными являются элементы верхней плиты платформы в узлах крепления стоек каркаса, а также элементы боковых стенок в узлах устройства соединений. В качестве иллюстрации результатов на рис. 3 и 4 приведены изополя напряжений при наиболее неблагоприятных сочетаниях нагрузок для элементов платформы.

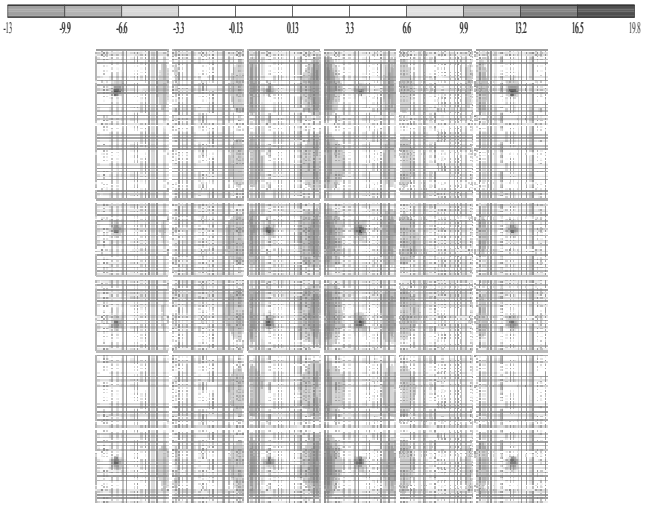


Рисунок 3. Изополя напряжений по *Mx* для верха платформы при наиболее невыгодном сочетании нагрузок

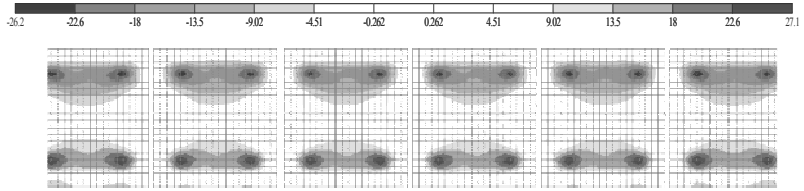


Рисунок 4. Изополя напряжений по *My* для боковых стенок при наиболее невыгодном сочетании нагрузок

По максимальным усилиям с использованием средств ПК «ЭСПРИ» был выполнен расчет армирования элементов платформы. Результаты расчета армирования элементов плавучей платформы в достаточной мере совпадают с армированием аналогичных конструктивных решений железобетонных судов. Анализ элементов плавучей платформы по перемещениям показал, что якорная система из эластомерных тросов обеспечивает неизменную осадку здания при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок. Диапазон перемещений в вертикальной плоскости (вдоль оси Z) составил ±(84 – 125) мм, в горизонтальной плоскости – ±(19 – 50) мм вдоль оси X та ±(24 – 63) мм вдоль оси Y.

Для элементов каркаса надводной части двухэтажного жилого здания на воде были выполнены расчеты прочности и устойчивости по максимальному значению усилий при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок. Расчет выполнялся в программном комплексе «ЛИР-СТК». Анализ уровня использования несущих свойств элементов каркаса надводной части показал, что для принятого конструктивного решения минимальный запас прочности для балок перекрытия составляет 12%, для балок покрытия - 23%, для стоек каркаса - 24%.

Таким образом, в результате проведенных исследований были получены данные о НДС конструкций жилого здания на воде с учетом совместной работы плавучей платформы и надстройки.

Список источников

1. Stopp H. Floating houses – chances and problems Architecture, Civil Engineering, Environment / H. Stopp, P. Strangfeld // The Silesian University of Technology. - 2010. - № 4. – P. 81 – 90.

2. Плавуча платформа : Пат. 83103 Україна, МПК B63B 35/44 / Савицький М. В., Шехоркіна С. Є. (Україна) - № u201302998 ; заявл. 11.03.2013 ; опубл. 27.08.2013, Бюл. № 16. – 3 с.

3. Elastic Mooring Details and Basic User Guide [Электронный ресурс] – Режим доступа : http://www.hazelettmarine.com/products.

4. Шехоркина С.Е. Рациональное проектирование конструкций малоэтажных жилых зданий на воде : дис... канд. техн. наук / С. Е. Шехоркина. – Днепропетровск, 2013. – 168 с.

5. Правила постройки и классификации малых судов : в 4-х т. – К. : Регистр судоходства Украины, 2007.

6. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования : ДБН В.1.2-2:2006 - ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 78 с. – (Національні стандарти України).

УДК 624.155

БЕЗОПАСНЫЕ РЕШЕНИЯ УКРЕПЛЕНИЯ ОГРАЖДЕНИЯ СТЕНОК КОТЛОВАНОВ

SAFE SOLUTIONS FOR STRENGTHENING FENCING WALLS PITS

д.т.н., профессор ***Югов А.М.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*
Dr. Professor Yugov A. M. (Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)
Преподаватель-стажёр Новиков Н.С. (Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)
The teacher-trainee Novykov M.S (Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)

Аннотация

Статья посвящена выбору подходящих для укрепления ограждения котлованов в стеснённых условиях соответствующих материалов с точки зрения инженерно-геологических условий, климатических и сейсмических условий строительства, нагрузок на поверхности, наличия близрасположенных зданий и сооружений.

Ключевые слова: ограждение котлована, стальные шпунтовые сваи, шпунтовые сваи из ПВХ, сваи из ультракомпозитного материала.

В настоящее время важной научно-технической проблемой, имеющей существенное экономическое и экологическое значение, является подземное строительство. В последние годы в Украине и за рубежом возведение подземных сооружений промышленного, гражданского и транспортного строительства приобретает все большее значение и масштабы. В связи с этим разработке способов возведения подземных зданий уделяется особое внимание. Строительство таких сооружений на глубину 20-30 м и ниже, при высоком уровне грунтовых вод является сложной инженерной задачей и требует выполнения специальных, весьма дорогостоящих мероприятий, в частности, устройства водопонижения, искусственного закрепления грунтов и т.д. Одним из путей рационального закрепления грунтов и устройства водопонижения является устройство стенок ограждения котлована с помощью шпунтовых свай.

У всех шпунтов цель одна – укрепление чего-то. В нашем случае – это устройство стенок ограждения котлована. В зависимости от технического задания подбирается соответствующий материал шпунта с определёнными характеристиками. Он подбирается с учётом инженерно-геологических условий, климатических и сейсмических условий строительства, нагрузок на поверхности, наличия близрасположенных зданий и сооружений. Главное – чтобы был необходимый запас прочности для готовой системы. Это неоднозначные характеристики.

До недавнего времени при возведении шпунтовых стенок в зависимости от степени ответственности сооружений использовался деревянный шпунт и чаще шпунт из стали. В последнее время на строительной рынке присутствуют только два вида шпунта – металлический шпунт Ларсена и шпунты из поливинилхлорида (ПВХ).

Преимущество стальных шпунтовых свай – большая несущая способность и прочность. При необходимости крепления грунтов достаточно регулярно применяется многофункциональный Шпунт Ларсена. Конструктивно он представляет собой желоб, который изготовлен из металла и имеет замки по краям стенок. Применяется при подготовке фундамента под новое или реставрируемое здание и не воздействует на ближащие постройки, не приносит лишних неудобств жителям близлежащих объектов, что является важным достоинством.

Форма **шпунта** может быть плоской, z-образной, трубообразной, а также мелкого и глубокого корытообразного типа.

Среди преимуществ **шпунта Ларсена** следует выделить следующие:

- легкость монтажа и демонтажа;
- многообразный сортамент профилей;
- неизменность контуров.

Некоторые **шпунты** забиваются в грунт дизельными молотами, вибропогружателями, а также и вдавливающими установками. И их проворачивают на 180° относительно друг друга и соединяют, вставляя паз каждого совершенно нового шпунта в паз предыдущего. Благодаря такой технологии погружения шпунтов при возведении стенки стает возможным изменение ее направления под различными углами. Итогом считается сплошная замкнутая конструкция, из середины которой убирают грунт или же влагу и делают нужные работы.

Возможно также и повторное применение **шпунта Ларсена**, что обусловлено легкостью его извлечения из грунта.

Однако устройство стенок с помощью металлических шпунтов не приносит должного ожидаемого эффекта по причине подверженности коррозии и большого веса конструкций.

Преимущество шпунтовых свай из ПВХ. Известно много способов укрепления и защиты ограждения котлована от обрушения грунта: подпорные стены, анкерные постройки, свайные конструкции, дренажные системы – главными материалами которых считаются сталь, бетон, камень. На фоне выше указанных классических способов укрепления стенок котлована имеются новые технологии глобально расширяющие спектр технических и экономических показателей.

Одним из главных элементов современных технологий систем укрепления стенок котлована считается пластиковая очень сильная шпунтовая свая ПВХ (**шпунт ПВХ**) с комплектами обвязок, растяжек и анкеров, использующаяся как главный защитно-удерживающий барьер. Этот материал считается современным и не поддается коррозии, имея более эффективные экономические данные.

Шпунт ПВХ может применяться в следующих областях:

- укрепления стен котлованов, а также построение террас при формировании ландшафта;
- укрепления фундаментных траншей;
- ограждения, предотвращающие поступление грунтовых вод при строении дорог;
- элементы анкерных стен или шахтных креплений;
- элементы конструкций, охраняющие дороги от оползней;
- элементы конструкций шлюзов дорог;
- предохранения от эрозий:
- крепление берегов резервуаров (аварийных и испарительных);
- строительство придорожных каналов;
- скатов насыпных конусов у предмостных укреплений.

В начале 2012 г. специалистами российской компании ЗАО «Пултрузионные технологии» на базе последних высокотехнологических разработок мировой композитной промышленности была разработана и запатентована совершенно новая серия шпунтовых свай из ультракомпозитного материала.

Композитные шпунтовые сваи имеют те же преимущества, что и сваи из ПВХ, но существенно превосходят по физико-механическим свойствам импортные композитные шпунтовые сваи на основе полиэфирных и эпоксидных смол. При этом российские композитные сваи имеют несущую способность, сопоставимую с металлическими аналогами, выигрывая у последних по цене.

Утверждения о качестве нового материала не голословно. Превосходные характеристики ультракомпозитной шпунтовой сваи подтверждаются проведенными исследованиями. Предлагаем вам совершенно новую систему композитных шпунтовых свай произведенных в Украине!

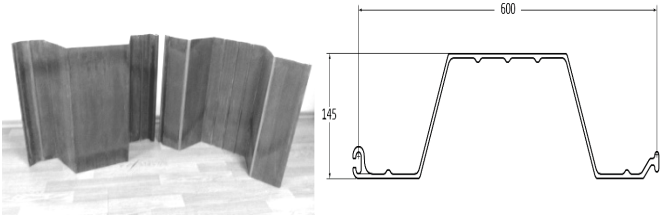


Рисунок 1. Шпунтовая свая ШК-150

Таблица 1 - Физические характеристики ШК-150

Характеристика	**Единица измерения**	**Значение**
Допустимый момент (М)	кН-м/м	237
Момент инерции (I_y)	$см^4$/м	17885
Момент инерции (I_x)	$см^4$/м	1684
Момент сопротивления (W_x)	$см^3$/м	210
Предел прочности (R)	МПа	1126
Ширина	мм	600
Глубина	мм	145
Толщина	мм	5

Ультракомпозитные шпунтовые сваи обеспечивают устойчивость к биологической коррозии, ржавчине, трещинам, царапинам, истиранию, ультрафиолетовому излучению.

При этом стоймость 1 м² ультракомпозитных шпунтовых свай ниже стоймости металлических, с сопоставимым допустимым сгибающим моментом. Продукт абсолютно не подвержен коррозии и стоек к агрессивным средам.

Лёгкий вес продукта уменьшает расходы на его транспортировку и монтаж, что в разы уменьшает коненую стоймость обустраиваемого объекта.

Вышеперечисленные свойства продукта открывают бескрайние перспективы его применения:

Применение продукции:

Строительство: причалы и подпорные стены; шлюзы, молы, доки, плотины, рампы; водоприёмные и водоотводящие сооружения; тоннели, подземные сооружения, коллекторы; защитные навесы и виброизоляционные стены.

Укрепление: берега рек, каналов, островов; склоны, плывуны, осыпи; плотины, причальные и доковые сооружения; якорные стоянки, швартовые палы; основания фундаментов, стены траншей и котлованов.

Обустройство: котлованы, шахтные стволы; откосы, опоры мостов; фундаменты зданий и сооружений; очистные сооружения.

Рисунок 2. Обустройство ограждения котлована из ультракомпозитных шпунтовых свай

И это далеко не полный перечень сфер применения продукта, особенно в сложных инженерно-геологический условиях строительства.

Таким образом, можно предположить, что использование ультракомпозитных шпунтовых свай является одним из наиболее эффективных технических решений при строительстве в сложных инженерно-геологических, климатических и сейсмических условий строительства. Преимуществом данного материала является: дешевизна, простота и легкость в использовании и, что немаловажно, эстетичный вид и долговечность.

Литература

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд / Мінрегіонбуд України. – Київ. – 2009. - 104с.
2. *Свайные* фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е. М Перлей и др. Л.: Стройиз-дат 1989. 177 с.
3. *Чубов В. Е.* Организация и механизация свайно-шпунтовых работ.–Куйбышев.: Всесоюзный институт «Оргэнергострой», 1958. – 44 с.
4. Раюк В.Ф., Рукавцов А.М., Осипов И.В., Алтапов С.Н. Особенности строительства заглубленного помещения в шпунтовом ограждении вблизи существующего здания // Рациональная технология производства специальных строительных работ: Сб. науч. Тр. / Всесоюз. науч.-исслед. ин-т гидромеханизации, сан.-техн. и специальных строительных работ / Под ред. канд. техн. наук В.В. Верстова. – Л., 1991. – 112 с., 47 ил.
5. Маковская Н.А., Глозман Л.М. Способы устранения негативных воздействий на здания и сооружения при возведении конструкций глубокого заложения // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 1999. №1. С. 90–96.
6. *White D. J., et al.* Press-in piling: Ground vibration and noise during pile installation. Proc of Int Deep Found Congress. Orlando, USA. ASCE Special Publication 116. P. 363–371, 2002.

УДК 721.011.25:624.014

ІСТОРІЯ РОЗВИТКУ ВИСОТНОГО БУДІВНИЦТВА З МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ ВЫСОТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

HISTORY OF EVOLUTION OF HIGH-RISE CONSTRUCTION OF METAL STRUCTURES

д.т.н., проф. ***Югов А.М.*** *(Донбаська національна академія будівництва і архітектури)*
Тимошко А.О. *(Донбаська національна академія будівництва і архітектури)*
д.т.н., проф. ***Югов А.М.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*
Тимошко А.А. *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*
Dr.Sc., Professor ***Yugov A.*** *(Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*
Tymoshko A. *(Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*

У статті виконаний історичний огляд розвитку висотного будівництва з початку XIX століття і до наших часів. При цьому розглядалося саме металобудівництво, тобто будівлі, які мають в своїй конструкції металевий (сталевий або чавунний) каркас. Виявлені причини стрімкого розвитку будівництва з металевих конструкцій, приведені основні відкриття і розробки, що привели до можливості широкого використання металу в промисловому і цивільному будівництві. Проведено історичний аналіз ряду висотних будівель з металевим каркасом з точки зору зміни висотності будівель в історії у зв'язку з досягненнями технічного прогресу. Виконано упорядкування цих будівель за зростанням висоти в хронологічній послідовності. На підставі проведеного аналізу складена діаграма, що відображає динаміку збільшення висоті будівель з часом.

історичний огляд, висотне будівництво, металевий каркас, висота

В статье выполнен исторический обзор развития высотного строительства с начала XIX века и до наших дней. При этом рассматривалось именно металлостроительство, т.е. здания, имеющие в своей конструкции металлический (стальной или чугунный) каркас. Выявлены причины стремительного развития строительства из металлических конструкций, описаны основные открытия и разработки, которые привели к возможности широкого использования металла в промышленном и гражданском строительстве. Проведен исторический анализ ряда высотных зданий с металлическим каркасом с точки зрения изменения высотности зданий в истории в связи с достижениями технического прогресса. Выполнено упорядочивание этих зданий по возрастанию высоты в хронологической последовательности. На основании проведенного анализа составлена диаграмма, отражающая динамику увеличения высоты зданий со временем.

исторический обзор, высотное строительство, металлический каркас, высота

The historical overview of the evolution of high-rise construction from the beginning of the nineteenth century to the present day was performed in this article. Metal engineering was considered, i.e. buildings, having in their construction metal (steel or cast iron) frame. The causes of the rapid development of the construction of metal structures was identified, the main discoveries and developments that led to the possibility of widespread use of metal in industrial and civil engineering was presented in this paper also. Historical analysis of a number of high-rise buildings with metal frames in terms of change of building height in the history due to achievements of technical progress was carried out. The ordering of these buildings in ascending of their height in chronological order was made. A chart that compiled on the basis of this analysis reflects the dynamics of increasing the height of buildings with time.

historical overview, high-rise construction, metal frame, height

В усіх країнах з давніх часів необхідність зведення багатоповерхових будівель обумовлювалася зростанням населення міст, в подальшому – дефіцитом землі під забудову, а також необхідністю раціонального використання ресурсів.

Аналіз праць Ф. Харта [1, 9-39], В. Шуллера [2, 9-10], Е. Кодиша і М. Трекина [3, 6-10], Ю. Козака [4, 8-20], а також джерел [5, 6, 7] дозволив скласти короткий історичний огляд розвитку висотного будівництва з металевих конструкцій.

Передусім треба сказати, що історія зведення багатоповерхових споруд починається десь у 1-2 тисячолітті до н.е. Тоді, у час постійних війн, люди повинні були вигадувати все більш укріплені та високі будинки через те, що площа проживання була досить мала. Але у даній роботі розглядаються будівлі з металевим каркасом, історія яких починається у XIX столітті, у вік стрімкого розвитку сміливих інженерних ідей.

Після того, як Абрахам Дербі у 1720 році виплавляє чавун в доменній печі на коксі замість деревини, він починає активно застосовуватися у будівництві. Перші кроки до формування чавунного каркасу зробили французи на початку XIX століття. У 1801р. у Салфорді за проектом Боултона і Уатта була збудована 7-поверхова будівля для фірми «Філип та Лі». Цю будівлю прийнято вважати першою у світі багатоповерховою будівлею з повністю металевим каркасом. Але будівлі з чавунним каркасом зводилися не тільки у Франції. Наприклад, у Нью-Йорку в районі Сохо збереглися до сьогодення старі будинки із чавунним каркасом середини XIX ст. Завдяки застосуванню каркасної системи та нового матеріалу стало можливим збільшити висоту будівель та робити більш великі приміщення з великими вільними прогінами. Окрім винаходу нового матеріалу, стрімкому розвитку каркасного будівництва сприяв також розвиток теорій розрахунку будівель і споруд. У XVII ст. в Європі створюється диференційне та інтегральне числення, відкривається закон Гука – все це призводить до виникнення вдосконалених методик розрахунку конструкцій та поширення металу у будівництві.

У другій половині XIX ст. було сформульовано основні положення опору матеріалів та теорії пружності. Це дало змогу створити методику розрахунку багатоярусних рам, методику динамічних розрахунків та інші. Крім того, у 1855 р. Генрі Бессемер винайшов конвертор, а у 1864 році фірма «Сіменс» ввела у дію мартенівські печі. Це, у поєднанні із новими методиками розрахунку, сприяло початку масового застосування сталі у будівництві. Першим каркасним будинком зі сталевим каркасом прийнято вважати фабричну будівлю «Солньє» в Нуазье-на-Марні, яку було зведено у 1872 році Жюлем Солньє.

У 80-х роках XIX ст. архітектор Вільям ле Барон Дженні допомагає відновити місто Чикаго від пожеж 70-х років та вдосконалює сталеву каркасну систему. Цегла, яка широко використовувалася в США у ті роки, мала один великий недолік – чим вище будівля, тим товще повинна бути кладка стін. А місту, що відновлюється, потрібна була велика кількість житлових і офісних

приміщень, якими могли забезпечити тільки високі будівлі. Тому Вільям Дженні вирішує використати сталь та у 1883 році будує 10-ти поверховий «Хоум Іншуренс Білдінг» (рис.1.1, а), висотою 55 метрів, який прийнято вважати першим хмарочосом. Ця будівля мала несучий сталевий каркас та самонесучі цегляні стіни, що стало можливим за рахунок використання Г-подібних прокатних балок та забезпечення високого рівня пожежної безпеки.

Наступний розвиток каркасних систем був націлений переважно на розробку нових конструктивних форм каркасів, поліпшення властивостей матеріалів та підвищення поверховості будівлі. Наприклад, розроблена наприкінці XIX ст. технологія зварювання металу суттєво прискорила розвиток висотного будівництва. Окрім цього, зростаючий дефіцит землі під забудову у великих містах змушував людей постійно збільшувати висоту будівель для отримання необхідної кількості житлової та офісної площі. Тому вже у кінці XIX – на початку XX століття в США з'являються «висотні» будинки, які іноді називають хмарочосами. Вивчення матеріалів джерел [6, 8, 9, 10] дозволило зробити огляд історії розвитку будівель з металевим каркасом за висотою.

До перших висотних будівель, наприклад, відноситься 21-поверхова будівля «Кепітел Білдінг», що пізніше набула назву «Масонік Темпл» (рис.1.1, б). Вона була спроектована архітекторами Бернхемом і Рутом у Чикаго у 1892 році та мала висоту 92 метри. До речі ця будівля була найвищою будівлею у світі до 1899 року. Вперше до конструкції каркасу було включено вертикальні діафрагми, які працювали на зсув та чинили опір вітровому навантаженню, що збільшується зі збільшенням висоти будівлі. Винахід сталевого каркасу та вдосконалення його конструктивних форм дали старт гонці «за право називатися найвищим будинком у світі». Зовнішні стіни перестали бути несучими, що дало можливість архітекторам здійснювати свої красиві і оригінальні ідеї, що призвело до справжнього «буму» висотного будівництва. У XX сторіччі гонка висот відбувалася переважно лише на території США.

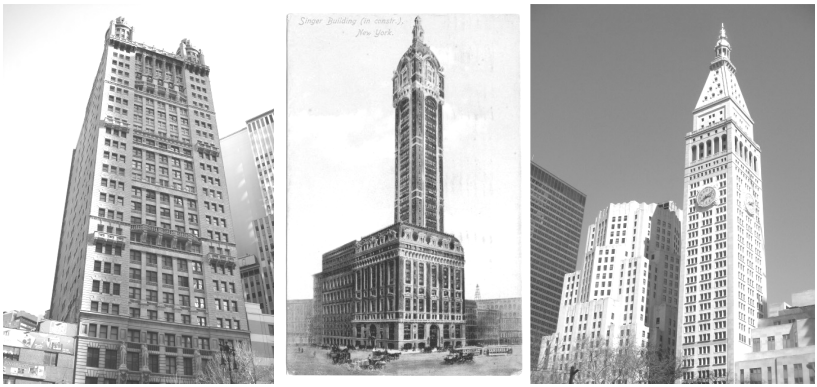
а

б

Рис.1.1. Висотні будівлі XIX сторіччя:
а – «Хоум Іншуренс Білдінг»; б – будівля «Масонік Темпл»
(фотографії запозичені з сайту www. ru.wikipedia.org)

Вже на початку XX сторіччя лідерство у зведенні хмарочосів перейшло до Нью-Йорка. У 1899 році архітектор Роберт Робертсон будує 30-поверховий «Парк Роу Білдінг» (рис.1.2, а), висотою 119 м, з металевим каркасом. На той момент він стає найвищою будівлею у світі, але вже у 1908 році архітектором Ернестом Флеггом у Нью-Йорку було збудовано «Зінгер-білдінг» (рис.1.2, б), який мав 47 поверхів та висоту 186 м. Нажаль, ця будівля не дожила до наших часів, оскільки у 1968 році вона була знесена компанією United States Steel в рамках розчищення ділянки під нове будівництво. Але найвищою будівлею світу вона була лише рік.

У 1909 році у Нью-Йорку закінчується зведення 50-поверхового офісного «Мет Лайф Тауер» (рис.1.2, в). Архітектором цієї будівлі є компанія «Napoleon LeBrun & Sons», висота будівлі – 213 метрів, вона була найвищою будівлею у світі з 1909 по 1913 рік. У своїй конструкції «Мет Лайф Тауер» має жорстку сталеву раму, яка зовні оздоблена вапняковим каменем.



а б в

Рис.1.2. Висотні будівлі періоду 1899-1909 років:
а – «Парк Роу Білдінг»; б – «Зінгер-білдінг»; в – «Мет Лайф Тауер»
(фотографії запозичені з сайту www. ru.wikipedia.org)

За 4 роки, у 1913, на Манхеттені архітектором Кассом Гілбертом було збудовано хмарочос «Вулворт-білдінг» (рис.1.3, а), який мав висоту 241 метр (57 поверхів) та перевершив «Мет Лайф Тауер» на 28 метрів, що дало йому можливість стати найвищою будівлею в світі. Свою назву «Вулворт-білдінг» отримав від назви компанії «F. W. Woolworth Company», для якої його було збудовано в якості штаб-квартири. Інженерами будівлі були Гунвальд Аус та Корт Берле. Вони спроектували жорстку сталеву раму, що підтримується на масивних кесонах, що проходять до самої основи будівлі. Ззовні будівля оздоблена теракотовими вапняковими панелями. При проектуванні будівлі Касс Гілберт бажав включити до сучасної ідеї хмарочоса шматочки готичного стилю. В результаті з'явився так званий «неоготичний» стиль з горгульями, арками та контрфорсами.

При розвитку висотного будівництва зазнавали змін не тільки конструкції та висоти будівель, а й положення їх розрахунку. Як стверджує В. Озорніна у [11], до 1916 року вже були підведені перші підсумки нового будівництва, тому були сформульовані перші будівельні норми, що включали до себе оптимальні відстані між будівлями, норми щодо інсоляції, безпеки та ін. Також було визначено оптимальну форму хмарочоса: ступінчасту, з поступовим убуванням об'єму будівлі з підвищенням висоти. Як стверджує автор, к початку 20-х років у Нью-Йорку було збудовано 15 хмарочосів, висота 12 з яких перевищувала 200 м.

Але наступна найвища у світі будівля з'явилася лише у 1930-му році. Це був хмарочос Крэга Северанса «Уолл Стріт 40» (рис.1.3, б) висотою 282 метри (70 поверхів), тобто на 41 метр вище за «Вулворт-білдінг». Що цікаво, будівництво «Уолл Стріт 40» тривало лише 11 місяців. Також ця будівля відома під назвою «Трамп-білдінг» («The Trump Building») тому, що у 1996 році хмарочос купила компанія Дональда Трампа. Але і ця будівля не змогла довго втриматися на посаді найвищої у світі, тому, що вже через кілька місяців того ж 1930 року закінчилося зведення «Крайслер-білдінг» (рис.1.3, в). За задумом творців «Уолл Стріт 40» будівля Крайслера повинна була бути на 0,5 метри нижче за їх творіння, але архітектор Вільям Ван Ален таємно змінив висоту «Крайслер-білдінг», передбачивши на даху шпиль висотою 38 метрів. Тому «Крайслер-білдінг» став наступною найвищою будівлею у світі з висотою 319 метрів у 77 поверхах. Але і ця будівля не встояла перед стрімким розвитком будівництва тих років та була найвищою лише один рік, до завершення «Емпайр Стейт Білдінг» у 1931.

а б в

Рис.1.3. Висотні будівлі періоду 1913-1930 років:
а – «Вулворт-Білдінг»; б – «Уолл Стріт 40»; в – «Крайслер-білдінг»
(фотографії запозичені з сайту www. ru.wikipedia.org)

«Емпайр Стейт Білдінг» (рис.1.4, а) було зведено у 1931 році компанією «Shreve, Lamb & Harmon Associates» на острові Манхеттен, Нью-Йорк. Висота даху будівлі становить 381 метр, що на 62 метри вище, ніж висота «Крайслер-білдінг» разом із шпилем. «Емпайр Стейт Білдінг» є першою у світі висоткою, яка сягнула відмітки у 100 поверхів. Через 20 років на даху була встановлена телевізійна антена, яка підвищила загальну висоту будівлі до 443 метрів. За різними джерелами зведення «Емпайр Стейт Білдінг» тривало від 14 до 18

місяців, а на металевий каркас було витрачено більш 60000 тонн сталі. До речі свою назву будівля отримала від американського штату Нью-Йорк, який ще називають «імперський штат» («Empire State»), тому буквально назву будівлі можна перекласти як: «Будинок Імперського Штату». Для США ця будівля була проявом прогресу, розвитку суспільства та перемоги людини над природними обмеженнями. Будівельники тих часів намагалися спрямувати усі свої можливості на зведення найвищої будівлі у світі, і це їм вдалося. «Емпайр Стейт Білдінг» понад 40 років займав посаду найвищої будівлі у світі.

Методики розрахунку конструкцій будівель теж не стояли на місці. У XX столітті для розрахунку конструкцій був розроблений метод граничних станів, яким до речі з 1955 року розраховуються усі сучасні будівельні конструкції.

Близько 41 року світ не бачив нового найвищого будинку, аж як у 1972 році завершується зведення Всесвітнього торгового центру у Нью-Йорку за проектом японця Мінору Ямасакі (рис.1.4, б). Як пише В. Озорніна у своїй праці [11], в останній чверті XX століття на США працювало багато іноземних архітекторів. Всесвітній торговий центр являв собою комплекс із семи будівель на чолі з двома «вежами-близнюками», кожна з яких мала 110 поверхів. При цьому північна башта мала висоту 417 метрів, а південна – 415 м. Тому саме північна башта стала новою найвищою будівлею у світі. Конструктивною схемою «веж-близнюків» була оболонкова система, в якій усі несучі конструкції рами виносяться назовні будівлі і стають так би мовити «зовнішньою стіною». «Вежи-близнюки» були першими надвисотними будівлями, спроектованими без цегляної кладки. Нажаль, ці витвори сучасної архітектури були зруйновані в результаті терористичного акту 11 вересня 2001 року.

Але свій статус найвищої у світі вежа втратила ще раніше, у 1974 році, коли у Чикаго було зведено 110-поверхову будівлю «Сірс-Тауер» з висотою даху 443 метри (рис.1.4, в). Розробкою проекту займалася компанія «Skidmore, Owings & Merrill LLP». Але таку назву будівля мала лише до 2009 року, зараз вона називається «Уілліс-Тауер». Конструктивна система будівлі є досить стандартною для хмарочосів та являє собою дев'ять квадратних труб, які зі збільшенням висоти будівлі поступово обриваються, тому верхівку будівлі утворюють лише дві з дев'яти труб. Така конструктивна система є найкращою для висотних будівель, оскільки їх розрахунковою схемою є консольно закріплений у основі стрижень. При цьому кожна труба системи являє собою оболонку із винесеними назовні металевими конструкціями.

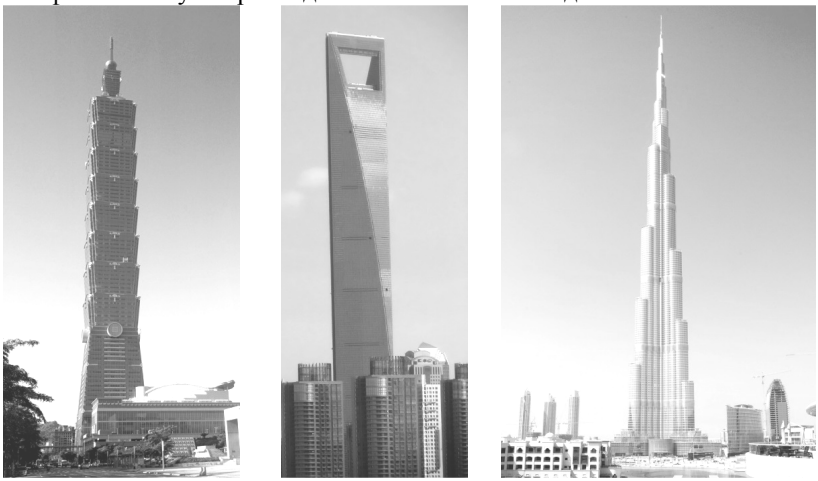
а б в

Рис.1.4. Висотні будівлі періоду 1931-1974 років:
а – «Емпайр Стейт Білдінг»; б – будівлі Всесвітнього торгового центру у Нью-Йорку; в – «Уілліс-Тауер» (фотографії запозичені з сайту www. ru.wikipedia.org)

Після закінчення у 2004 році будівництва будівлі «Тайбей 101» (рис.1.5, а) у місті Тайбей, «Уілліс-Тауер» поступився своїм званням найвищого у світі. Будівля «Тайбей 101» була спроектована компанією «C.Y. Lee & Partners» та сягала висоти даху 449 м, що усього на 6 метрів більше, ніж у «Уілліс-Тауер». При цьому вежа «Тайбей 101» має меншу кількість поверхів – 101, але при цьому має 5 підземних поверхів. Конструктивна система будівлі – комбінована. Будівля спирається на 36 колон, 8 з яких – бетонні. Кожні 8 поверхів ферми з'єднують колони в ядрі будівлі із зовнішньою оболонкою. Але головною особливістю цієї будівлі є величезний 660-тонний сталевий шар-маятник, підвішений між 88 та 92 поверхом. При сильних поривах вітру цей маятник колишеться, компенсуючи коливання самої будівлі. «Тайбей 101» був найвищою будівлею у світі в період від 2004 до 2008 року. На даний момент він є п'ятою у світі будівлею за висотою.

У 2008 році естафету висот прийняв Шанхайський всесвітній фінансовий центр (рис.1.5, б) висотою 492 метри у 101 поверсі. Головний дизайнер проекту – Девід Малотт з нью-йоркської компанії «Kohn Pedersen Fox». Будівля має «вікно» на вершині, воно влаштовано для зменшення тиску повітря на будівлю. Цікаво, що спочатку планувалося «вікно» круглої форми, але через його подібність до сонця на прапорі Японії, його форму змінили на трапеціеподібну. Шанхайський всесвітній фінансовий центр був найвищою будівлею у світі рівно 2 роки.

У січні 2010 року завершується будівництво «Бурдж Халіфа» - апогею сучасного будівництва (рис. 1.5, в). Він являє собою 163-поверхову будівлю висотою 828 метрів, збудовану у найбільшому місті Об'єднаних Арабських Еміратів – Дубай. З 2010 року та до сьогодення це найвища будівля у світі. Як і «Уілліс-Тауер», «Бурдж Халіфа» має «трубчасту» конструктивну схему, тобто частини будівлі обриваються при збільшенні висоти, що сприяє правильній роботі конструкцій. Крім того, «Бурдж Халіфа» має комбіновану конструктивну систему, тобто до відмітки 620 метрів вона складається з залізобетонного каркасу, а вище – з металевого. Це зроблено для зменшення загальної маси будівлі та зниження центру мас будівлі якомога нижче до землі. Крім того, в цій будівлі було запроваджено інші новітні розробки, наприклад, тоновані скляні термопанелі, що зменшують нагрівання внутрішніх приміщень. Будівля «Бурдж Халіфа» може бути прикладом необмеженості людських можливостей.



а б в

Рис.1.5. Висотні будівлі «новітнього» часу:
а – «Тайбей 101»; б – Шанхайський всесвітній фінансовий центр; в – «Бурдж Халіфа» (фотографії запозичені з сайту www. ru.wikipedia.org)

Ще ніхто не перевершив будівлю «Бурдж Халіфа» за висотою, але на даний момент є спроби та бажання це зробити, наприклад, за деякими джерелами, у Саудівській Аравії закладено зведення будівлі «Kingdom Tower» можливою висотою 1007 м, в Кувейті планується зведення «Madinat al-Hareer» висотою 1001 м, а в Бахрейні планують

зводити «Murjan Tower» висотою 1022 м. Це свідчить про те, що немає межі людським можливостям у будівництві.

При цьому сталева каркасна система і досі використовується при проектуванні висотних будівель, на даний момент розроблено багато нових конструктивних схем багатоповерхових каркасів, які дозволяють зводити будівлі практично будь-якої висоти.

Користуючись матеріалами цього огляду, можна скласти діаграму збільшення висоти будівель, що мають металевий каркас, з часом (рис.1.6):

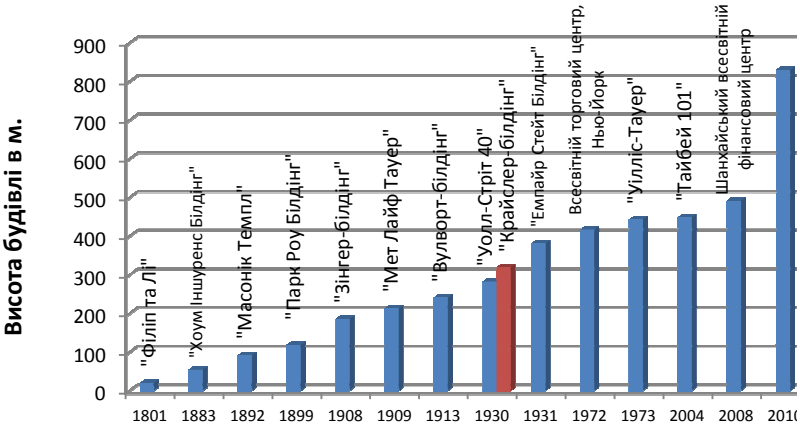


Рис.1.6. Динаміка збільшення висоти будівель з часом

Висновок. У зв'язку з постійним зростанням вартості землі під забудову у великих містах зростає також і висотність будівель, зокрема тих, що зводяться у центральних частинах міст. Крім того, технічний прогрес, тобто розробка нових матеріалів більш високої міцності, вдосконалення конструктивних схем будівель, методів їх зведення та розрахунку, створює нові технічні можливості для зведення будівель все більшої висоти. При цьому економічна необхідність зведення висотних будівель безпосередньо впливає на технічний прогрес, змушуючи людей здійснювати нові розробки у будівельній сфері, що в кінцевому підсумку призводить до появи нових висотних будівель. Зі складеної діаграми (рис.1.6) видно, що висота сучасних будівель у сотні разів відрізняється від висоти перших будівель з металевим каркасом, що безсумнівно підтверджує бажання людей підкорювати нові висоти.

Список літератури:

1. Харт Ф. Атлас стальних конструкций. Многоэтажные здания / Ф. Харт, В. Хенн, Х. Зонтаг ; пер. с нем. Л. В. Руфа и Е. К. Гриневой ; под ред. Л. В. Руфа, Т. Н. Морачевского и О. М. Попковой. – М. : Стройиздат, 1977. – 351 с.
2. Шуллер В. Конструкции высотных зданий / В. Шуллер ; пер. с англ. Л. Ш. Килимника ; под ред. Г. А. Казиной. – М. : Стройиздат, 1979. – 248 с.
3. Кодыш Э. Н. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом : [монография] / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. К. Никитин. – М. : Издательство АСВ, 2009. – 352 с. – ISBN 978-5-93093-679-7.
4. Козак Ю. Конструкции высотных зданий : [монография] / Ю. Козак ; пер. с чеш. Г. А. Казиной ; под. ред. Ю. А. Дыховичного. – М. : Стройиздат, 1986. – 308 с. : ил.
5. Современное высотное строительство : [монография] / [глав. ред. Щукина М. Н. ; авт. текста Айрапетов А. Б., Абрамов А.М. и др.]. – М. : ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. – 440 с. : ил.
6. Небоскрёб [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://ru.wikipedia.org/wiki/Небоскрёб (Дата обращения 27.03.2014). – Название с экрана.
7. Изобретение стального каркаса зданий [Электронный ресурс] : статья из цикла «История небоскребов». – Режим доступа к статье: http://interesnik.com/izobretenie-stalnogo-karkasa-zdanij/ (Дата опубликования 05.02.2013 ; дата обращения 27.03.2014). – Название с экрана.
8. The world's tallest buildings [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.emporis.com/statistics/worlds-tallest-buildings (Дата обращения 27.03.2014). – Название с экрана.
9. Waldman B. World's tallest buildings: New York City Edition [Электронный ресурс] / Benjamin Waldman. – Режим доступа к статье: http://untappedcities.com/2012/01/03/worlds-tallest-buildings-new-york-city-edition/ (Дата опубликования 01.03.12 ; дата обращения 27.03.14). – Название с экрана.
10. Мартодеев Е. История высотного строительства [Электронный ресурс] / Евгений Мартодеев. – Режим доступа к статье: http://arch-proect.com/vusotnoe-stroitelystvo.php (Дата опубликования 12.01.2013 ; дата обращения 27.03.2014). – Название с экрана.
11. Озорнина В. Небесное строительство / Валентина Озорнина // Мегаполис. Все о недвижимости / гл. ред. Валентина Вадимовна Орнат. – 2014. – № 1-2 (13-14). – С. 60-65.