**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**

**ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

# СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

---

## СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ

---

**№ 17**

**ОДЕССА 2013**

**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», 2013, – 335

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);
д.т.н., проф. В.С. Дорофеев;
д.т.н., проф. Е.В. Горохов;
д.т.н., проф. Г.И. Белый;
д.т.н., с.н.с. С.Б. Турковский;
д.т.н., проф. В.Н. Выровой;
д.т.н., проф. С.Ф. Пичугин;
д.т.н., проф. С.Ф. Клованич;
д.т.н., проф. И.С. Инжутов;
д.т.н., проф. А.В. Давиденко;
д.т.н., проф. А.Ф. Яременко.

Печатается по решению
Ученого Совета ОГАСА

© Одесская государственная академия строительства и архитектуры (ОГАСА), 2013

СОДЕРЖАНИЕ

***Стоянов В.В., Окунь И.В. Глебов С.В.***
ИСПЫТАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КЛЕЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С ПОСЛОЙНЫМ АРМИРОВАНИЕМ..... 3

***Абовский Н. П, Инжутов И. С. Енджиевский Л. В., Деордиев С. В., Палагушкин В. И., Максимова О. М., Марчук Н. И.***
СИСТЕМНОЕ ОСМЫСЛЕНИЕ ЭТАПОВ РАЗВИТИЯ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ..... 9

***Абовский Н.П., Инжутов И. С., Енджиевский Л. В., Деордиев С. В., Палагушкин В. И.***
АКТИВНОЕ ФОРМООБРАЗОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ – ТВОРЧЕСКИЙ ПРОЦЕСС ОБУЧЕНИЯ. НОВЫЕ КОМБИНИРОВАННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.... 17

***Баранова А. А.***
ОПИСАНИЕ УПРУГОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ КОМПОЗИТНОГО МАТЕРИАЛА ПРИ АРМИРОВАНИИ ГРУНТА ГЕОМАТЕРИАЛОМ.. 24

***Бояджи А.А., Троян А.А., Стоянов В.В.***
СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АРОЧНОГО ПЕШЕХОДНОГО ПЕРЕХОДА 29

***Волкова В.Е.***
АНАЛИЗ ИЗОБРАЖЕНИЙ ФАЗОВОГО ПОРТРЕТА В МОНИТОРИНГЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ..... 33

***Волкова В.Е., Ковальчук А.А.***
МОДЕЛИ ПРОЧНОСТЬ И МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК С ГИБКОЙ СТЕНКОЙ..... 39

***Гаранжа И.М.***
ЭФФЕКТИВНЫЕ ЭЛЕКТРОСЕТЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ МНОГОГРАННЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ СТОЕК..... 45

***Гилодо А.Ю.***
ИЗ ОПЫТА РЕКОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ..... 51

***Голоднов А.И., Псюк В.В. Слюсар Ю.Н.***
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСЛЕ ПРОЯВЛЕНИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ..... 56

***Голоднов А.И., Скребцов С.И., Иванов Б.В.***
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОСЛЕ РАЗГРУЗКИ И ВЫРАВНИВАНИЯ..... 62

***Горохов Е.В, Югов А.М., Васылев В.Н., Игнатенко Р.И.***
АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР ЛЭП..... 68

***Громыко А.С., Сморчков А.А.***
ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ И УЗЛОВ НА РАБОТУ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ФЕРМ..... 77

***Грязнов М. В., Сережкина А.А., Юдина Т.А., Бледных Е.О.***
К ВЫБОРУ ТИПА ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ И КУЛЬТУРЫ..... 83

***Гурьев А.Ю., Лабудин Б.В.***
РАСЧЁТ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ЦИКЛИЧЕСКИ-СИММЕТРИЧНЫХ СИСТЕМ НА ОСНОВЕ БЛОК-МОДУЛЕЙ С УЧЕТОМ УПРУГОЙ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ..... 88

***Давиденко О.І., Давиденко О.О.***
СТАЛЕБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПУСТОТНОРЕБРИСТЫМИ ПЛИТАМИ..... 93

***Данилов Е.В.***
РАСЧЕТ ЗУБА КОГТЕВОЙ ШПОНКИ КАК БАЛКИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ..... 97

***Жаданов В.И., Украинченко Д.А., Инжутов И.С.***
АЛГОРИТМЫ АППРОКСИМАЦИИ ДЕРЕВЯННЫХ РЕБРИСТЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОРТОТРОПНЫМИ ПЛАСТИНАМИ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ..... 101

***Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А.***
ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТЕНОК ДВУСКАТНЫХ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК..... 107

***Коваль П. С.***
К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СОСТАВНОЙ ДЕРЕВОПЛИТЫ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ..... 114

***Кожокарь О.С., Диалло Л.В., Максимова М.А.***
НЕКОТОРЫЕ ВОЗМОЖНЫЕ ОГРАНИЧЕНИЯ РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН В КЛЕЕННОЙ ДРЕВЕСИНЕ..... 120

***Лисов С.В., Калинин С.В.***
РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ДЕРЕВОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК С ПРОДОЛЬНОЙ ОРИЕНТАЦИЕЙ ГОФРОВ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ..... 126

***Ломакин А.Д.***
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ВЛАЖНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ..... 133

***Марченко Н.В., Коваль Т.В.***
ИССЛЕДОВАНИЯ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ МЕЖДУ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ В ПРОЦЕССЕ ИЗГОТОВЛЕНИЯ РАДИАЛЬНЫХ ПИЛОМАТЕРИАЛОВ..... 140

***Міщенко Р.А., Гасенко А.В., Меркотан Д.О., Продан Д.С.***
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВУЗЛІВ СТАЛЕВИХ ТРУБ З ЛІНІЙНИМИ ФАСОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ..... 146

***Молчанов Д.С.***
АВАРІЇ ОПОР МОБІЛЬНОГО ЗВ'ЯЗКУ..... 152

***Пінчевська О.О., Горбачова О.Ю.***
ЩОДО ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ ФУНКЦІОНАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ..... 158

***Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В.***
ПЕРСПЕКТИВНІ НАПРЯМИ ДОСЛІДЖЕНЬ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ В МІСЦЯХ ПЕРЕПАДІВ ВИСОТ БУДІВЕЛЬ..... 163

***Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.***
ОЦІНКА ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ БАЛОК З ПОДВІЙНОЮ ПРОФІЛЬОВАНОЮ СТІНКОЮ..... 167

***Погорельцев А.А., Турковский С.Б., Суменко М.А.***
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСТЯНУТОГО СТЫКА ПОЯСА ДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ-ЛИНЗЫ ПРОЛЕТОМ 30 М.. 177

***Рощина С.И, Лукин М.В., Шохин П.Б., Грибанов А.С.***
РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ БАЛОК НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ПРОГРАМНОМ КОМПЛЕКСЕ LIRA 9.2..... 185

***Рощина С.И., Лукина А.В., Сергеев М.С. Бледных Е.О.***
РАСЧЕТ КОМПОЗИТНЫХ БАЛОК С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВО ВРЕМЕНИ..... 191

***Рощина С.И., Смирнов Е.А., Киселёв И.В.***
ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУСКАТНЫХ БАЛОК С РАЦИОНАЛЬНЫМ РАЗМЕЩЕНИЕМ АРМАТУРЫ НА КОМПАУНДЕ С НАНОЧАСТИЦАМИ..... 197

***Рощина С.И., Эззи Хишам***
ВЛИЯНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОПИЛЬНОЙ РАМЫ НА ПРОГИБ ..... 202

***Семко В.О., Гудзь С.А.***
ВПЛИВ КРУТИЛЬНОЇ ЖОРСТКОСТІ ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ НА СТІЙКІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК..... 205

***Семко В.О., Скляренко С.О., Прохоренко Д.А.***
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ... 212

***Семко О.В., Шумейко К.О.***
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ У ЛЕГКИХ СТАЛЕВИХ ТОНКОСТІННИХ КОНСТРУКЦІЯХ..... 218

***Серов Е.Н., Серов А.Е.***
ЕЩЕ ОДНО ПРЕДЛОЖЕНИЕ ПО УСИЛЕНИЮ БАЛОК НИЖНЕГО ЧЕТВЕРИКА ПРЕОБРАЖЕНСКОЙ ЦЕРКВИ НА О. КИЖИ..... 224

***Синцов А.В.***
РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ОСП И НАГЕЛЬНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ..... 232

***Сирко З.С., Марченко Н.В.***
ОСОБЕННОСТИ ПИЛЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ ТВЕРДЫХ ЛИСТВЕННЫХ ПОРОД РАМНЫМИ ПИЛАМИ..... 238

***Сиянов О.И.***
РОБОТА КОНСТРУКЦІЇ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» В УМОВАХ ЛОКАЛІЗОВАНОГО ТЕПЛОВОГО ВПЛИВУ..... 243

***Смирнов П.Н., Погорельцев А.А.***
ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ОСНОВАНИИ СТАНДАРТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ..... 247

***Сморчков А.А., Орлов Д.А., Кереб С.А., Барановская К.О., Плюхин С.Г.***
ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ НА СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ..... 254

***Столповский Г.А., Аркаев М.А.,***
ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВИТЫХ КРЕСТООБРАЗНЫХ СВЯЗЯХ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДЛИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК..... 258

***Таныгин Ф.О.***
УЧЁТ АНИЗОТРОПИИ ПРИ РАСЧЁТЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ..... 265

***Таран В.В.***
РЕКОНСТРУКЦИЯ ДВОРЦА СПОРТА «ДРУЖБА» С ПРИМЕНЕНИЕМ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ В Г. ДОНЕЦКЕ..... 270

***Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Родионов А.Е.***
ПРИМЕНЕНИЕ СОЕДИНЕНИЙ НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЁНОГО ШПОНА (LVL)..... 276

***Филимонов М.А.***
ПРИМЕНЕНИЕ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОКРЫТИИ ЛЕГКОАТЛЕТИЧЕСКОГО МАНЕЖА МГСУ..... 283

***Хабибулин А.Н., Жгалли Шариф,Стоянов В.В.***
КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВОГО СОЕДИНЕНИЯ КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТОГО СВОДА..... 289

***Хоменская А.В.***
ВЛИЯНИЕ «КОНСЕРВАЦИИ» ТРЕЩИН НА ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ..... 296

***Чучмай С.М., Стоянов В.В., Коршак О.М.***
ЖЕСТКИЕ СТЫКИ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB.. 300

***Шевченко Е.В., Глухов В.А., Танасогло А.В.***
УСТОЙЧИВОСТЬ РАСКОСОВ ПЕРЕКРЕСТНОЙ РЕШЕТКИ ИЗ ОДИНОЧНЫХ УГОЛКОВ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СТАЛЬНЫХ ОПОР ВЛ..... 304

***Югов А. М., Козюменко О.К.***
СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ВОЗДУХООПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ..... 312

***Югов А. М., Таран В.В., Ихно А.В.***
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПАРАМЕТРОВ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОЛОННЫ КАРКАСА СТЕКЛОВАРЕННОЙ ПЕЧИ..... 317

***СОДЕРЖАНИЕ*** 325

***CONTENT*** 330

CONTENT

***Stoyanov V.V., Okun I.V. Glebov S.V.***
EXPERIMENTS OF THE TIMBER GLUED LAYER REINFORCED BONDINGS..... 3

***Abovskiy N. P., Endzhiyevsky L.V., Inzhutov I.S., Deordiyev S. V., Palaguskin B. I.***
THE ACTIVE FORM-MAKING STRUCTURES – THE CREATIVE PROCESS OF LEARNING. NEW SPATIAL DESIGN..... 9

***Abovskiy N. P., Inzhutov I .S., Endzhiyevsky L. V., Deordiyev S. V., Palaguskin B. I., Maksimova O.M., Marchuk N.I.***
SYSTEM UNDERSTANDING THE DEVELOPMENT STAGES OF A COMPUTER SIMULATION..... 17

***Baranova A.***
DESCRIPTION ELASTIC DEFORMATION COMPOSITE MATERIAL IN SOIL REINFORCEMENT BY GEOMATERIAL..... 24

***Boyadjy A.A., Trojan A.A., Stoyanov V.V.***
STATIC CALCULATIONS OF AN ARCH TYPE PEDESTRIAN ..... 29

***Volkova V.E.***
THE ANALYSIS OF PATTERNS OF PHASE PORTRAIT IS IN STRUCTURAL HEALTH MONITORING ..... 33

***Volkova V.E., Koval'chuk G.O.***
STRENGTH AND LOCAL STABILITY MODELS OF THIN-WALLED GIRDER..... 39

***Garanzha I.M.***
THE EFFECTIVE ELECTRONETWORK STRUCTURES ON BASIS OF POLYGONAL COMPOSITE POLES..... 45

***Gilodo A.***
FROM EXPERIENCE OF RECONSTRUCTION OF FRAMEWORK BUILDING..... 51

***Golodnov A.I., Psyuk V.V., Slusar J.N.***
TENSELY-DEFORMED STATE OF THE BENT ELEMENTS AFTER DISPLAY OF PLASTIC PROPERTIES OF MATERIALS..... 56

***Golodnov A.I. Skrebtsov S.I., Ivanov B.V.***
DETERMINATION OF RESIDUAL STRESSES IN STEEL CONSTRUCTIONS AFTER UNLOADING AND SMOOTHING..... 62

***Ye. Gorokhov, A. Yugov, V. Vasylev, R. Ignatenko***
ANALYSIS OF THE STRUCTURAL SYSTEMS OF METAL TRANSMISSION TOWERS..... 68

***Gromiko A.S., Smorchkov A.A.***
THE RESEARCH OF THE INFLUENCE OF WEBBING'S AND TRUSS JOINTS' RIGIDITY ON THE WORK OF METAL TRUSSES..... 77

***Gryaznov M.V., Seryozhkina A.A., Yudina T.A., Blednykh E.O***
TO THE CHOICE OF FLOORS FOR THE RECONSTRUCTION AND RESTORATION OF MONUMENTS AND CULTURE..... 83

***Guryev A.U., Labudin B.V.***
CALCULATION OF SPATIAL CYCLIC AND SYMMETRIC SYSTEMS ON THE BASIS OF BLOCK MODULES TAKING INTO ACCOUNT THE ELASTIC PLIABILITY OF NODAL CONNECTIONS..... 88

***Davydenko A, Davydenko O.***
HOLLOW CORE SLABS WITH REINFORCED CONCRETE RIBBED PLATE..... 93

***Danilov E.V.***
CALCULATION OF TOOTH CLAW COTTERS AS A BEAM ON ELASTIC FOUNDATION..... 97

***Zhadanov V., D. Ukrainchenko, Inzhutov I.***
APPROXIMATION ALGORITHM WOODEN FINNED STRUCTURE ORTHOTROPIC RECTANGULAR PLATES CROSS-SECTION..... 101

***Kirilenko V.F,. Pinchuk H.A.***
VERIFICATION OF DURABILITY OF WALLS OF THE WITH TWO SLOPING SURFACES GLUED DEREVOFANERNYKH BEAMS..... 107

***Koval' P. S.***
ON THE DETERMINATION OF STRESS-STRAIN STATE OF BUILT-UP TIMBER DECK WITH PRE-TENSIONED CONNECTIONS..... 114

***Kozhokar O.S., Diallo L.V., Maksimova M.A.***
SOME POSSIBLE LIMITATION OF CRACKSIN GLUED WOODEN..... 120

***Lisov S.V., tKalinin S.V.***
RESULTS OF TESTS THIN-WALLED WOOD AND METAL OF BEAMS WITH THE LONGITUDINAL ORIENTATION GOFFEROF STEEL GOFFERED LEAF..... 126

***Lomakin A.D.***
PREDICTION OPERATING HUMIDITY OF WOOD CONSTRUCTIONS ***133***

***Marchenko N., T. Kowal***
RESEARCHES OF CONFORMITIES TO LAW BETWEEN TECHNOLOGICAL PARAMETERS IN THE PROCESS OF MAKING OF RADIAL LUMBER..... 140

***Mischenko R.A., Gasenko A.V., Merkotan D.O., Prodan D.S.***
EXPERIMENTAL-CALCULATION ANALYSES UNITES STEEL PIPES WITH FASONNY ELEMENTS..... 146

***Molchanov D.***
DAMAGES OF COMMUNICATION STRUCTURES..... 152

***Pinchevska O.O. , Gorbachova O.U.***
INCREASING FUNCTIONAL TIMBER QUALITY..... 158

***Pichugin S.F., Dryzhyruk Yu.V.***
PERSPECTIVE DIRECTIONS OF RESEARCHES OF SNOW LOAD IN PLACES OF BUILDINGS HEIGHT DIFFERENCES..... 163

***Pichugin S.F., Chichulin V.P., Chichulina K.V.***
ESTIMATION OF ECONOMIC EFFICIENCY FOR BEAMS WITH THE CORRUGATED WEB..... 167

***AA fire victims, Turka SB, MA Sumenko***
EXPERIMENTAL STUDY ZONE INTERFACE STRETCHED WOODEN FARM-LENS FLEW 30 M..... 177

***Roshchina S.I., Lukin M .V., Shokhin P.B., Gribanov A.S.***
STRENGTH CALCULATION OF COMPOSITE WOOD BEAMS ON THE BASIS OF NUMERICAL STUDIES OF SOFTWARE LIRA 9.2..... 185

***Roshchina S.I., Lukina A.V., Sergeev M.S., Blednykh E.O.***
THE CALCULATION OF COMPOSITE BEAMS WITH THE INFLUENCE OF REDISTRIBUTION OF STRESSES IN TIME..... 191

***Roshchina S.I., Smirnov E.A., Kiselev I.V.***
FEATURES DESIGN WOODEN BEAM GABLE RATIONAL PLACING FIXTURES ON COMPOUNDS WITH NANOPARTICLES..... 197

***Roshchina S.I., Ezzy Hisham***
THE INFLUENCE OF THE HORIZONTAL DEFORMATION OF THE TRUSS FRAME S' ELEMENTS ON DEFLECTION..... 202

***Semko V.O., Guds S.A.***
INFLUENCE OF ROTATIONAL STIFFNESS OF PROFILED FLOORING ON STABILITY OF STEEL BEAMS..... 205

***Semko V., Sklyarenko, D. Prokhorenko***
EQSPERIMENTAL DOSLIDZHENNYA MITSNOSTI TA DEFORMATIVNOSTI STALEVO PROFILOVANIH NASTILIV 212

***A.V. Semko,, postgraduate student K.A. Shumeyko (***
EXPERIMENTAL STUDY OF BOLTED CONNECTIONS IN LIGHT STEEL THIN-WALLED CONSTRUCTIONS..... 218

***Serov E., Serov A.***
ANOTHER PROPOSAL FOR STRENGTHENING LOW BEAM CHETVERIK CHURCH OF THE TRANSFIGURATION KIZHI O..... 224

***Sintsov A.***
GUIDELINES FOR THE DESIGN OF COMPOSITE BEAMS WITH WOODEN WALL OF CAP AND CONNECTIONS NAGELNYMI BELT WALL..... 232

***Circo Z., Marchenko, N.***
FEATURES OF SAWING OF HARD DECIDEOUS SPECIES OF WOOD WITH FRAME SAW..... 238

***Siyanov A.***
WORK OF SHED CONSTRUCTION OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY» IN THE CONDITIONS OF LOCAL THERMAL INFLUENCE..... 243

***Smirnov P.N.,Pogoreltsev A.A.***
DETERMINNING THE CARRY CAPACITY FOR CONNECTIONS, USING DOWEL-TYPE FASTENERS, ON THE BASIS OF STANDART MATERIAL CHARACTERISTICS..... 247

***SmorchkovA., D. Orlov, Kereb SA, Baranovska KO, Plyukhin SG***
SAFETY DESIGN OF PLYWOOD AT THE MANUFACTURING STAGE..... 254

***Stolpovskiy G.A., Arkaev M.A.***
FEATURES OF CALCULATION OF CONNECTION OF WOODEN DESIGNS ON TWISTED CROSSWISE COMMUNICATIONS AT ACTION OF LONG LOADINGS..... 258

***Tanygin F.O.***
ANISOTROPY CONSIDERATION IN FINITE ELEMENT CALCULATIONS OF WOODEN CONSTRUCTION..... 265

***Taran V.***
RECONSTRUCTION OF THE PALACE OF SPORTS "FRIENDSHIP" WITH THE USE OF LARGE-SPAN METAL CONSTRUCTION IN DONETSK..... 270

***Turkovsky S.B., Pogoreltsev A.A, Rodionov A.E.***
USE OF COMPOUNDS GLUED-IN RODS IN THE CONSTRUCTIONS MADE OF UNIDIRECTIONALLY LAMINATED VENEER LUMBER (LVL)..... 276

***Filimonov M.A.***
THE APPLICATION OF GLUED WOOD STRUCTURES IN COVERING OF ATHLETICS ARENA MGSU..... 283

***Khabibulin A.N., Jgalli Sharif, Stoyanov V.V.***
ENGINEERING OF THE NODAL CONNECTION OF THE RETICULATED VAULT..... 289

***Khomenska A.***
NFLUENCE "CONSERVATION" CRACK ON THE VALUE OF STRESS INTENSITY FACTOR..... 296

***S.M. Chuchmay, V.V. Stoyanov, O.M. Korshak***
HARD JOINTS OF FLANGE BEAMS WITH WALL FROM OSB..... 300

***Shevchenko Y.V., Glukhov V.A., Tanasoglo A.V.***
STABILITY OF THE LATTICE DIAGONAL ELEMENT MEMBERS FROM SINGLE L-STEELS AND DEFINITION OF SETTLEMENT LENGTHS OF STEEL SUPPORTS OF OVERHEAD TRANSMISSION LINES..... 304

***Yugov A. M.,* Kozyumenko O.K.**
*IMPROVED DESIGN SOLUTIONS AIRDOMES*..... 312

***Yugov AM, Taran, VV, AV Ihn***
EXPERIMENTAL STUDY OF THE PARAMETERS OF STRESS-STRAIN OF COLUMN FRAME GLASS FURNACE..... 317

***СОДЕРЖАНИЕ*** 325

***CONTENT*** 330

# СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

# *СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ*

# КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ

**№ 17**

**ОДЕССА 2013**

УДК 624.011

# ИСПЫТАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КЛЕЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С ПОСЛОЙНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

## EXPERIMENTS OF THE TIMBER GLUED LAYER REINFORCED BONDINGS

*д.т.н., проф.* ***Стоянов В.В.****, асп.* ***Окунь И.В.*** *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*
***Глебов С.В.*** *(«AkzoNobel» Москва)*
*Dr., Professor* ***Stoyanov V.V.****, researcher* ***Okun I.V.*** *(Odessa state academy of building and architecture)*
***Glebov S.V****. («AkzoNobel» Moscow)*

**Аннотация**

В работе раскрывается суть послойного армирования и указывается на некоторые проблемы, требующие решения для осуществления широкого использования этого метода в производстве клеедощатых конструкций.

**Ключевые слова:** послойное армирование, клеевые соединения, экспериментальные исследования.

**Summary**

The paper reveals the essence of layer reinforcement and points to some of the problems that require solutions for a broader use of this method in the production of timber glued.

**Keywords:** layer reinforcement, glued bonding, experiments researches.

Среди всех видов соединений, используемых в конструкциях из дерева, клеевые являются единственными, обеспечивающими их жесткость и позволяющими не только приравнять клеедощатые конструкции с цельной древесиной, но и превзойти её по качеству. Именно последнее и происходит при послойном армировании, когда в расчетном месте между слоями досок в клеедощатом пакете в процессе его изготовления, устанавливаются тонкие холсты или сетки из высокомодульного материала. Это мероприятие, кроме повышения несущей способности, исключает развитие поперечных трещин за пределами толщины одной доски в каждом пакете.

Для промышленного использования метода послойного армирования необходимо использовать клеи широкого применения в производстве клеедощатых конструкций и вместе с тем исключить их воздействие на предлагаемые тонкие холсты или сетки.

В процессе изучения метода послойного армирования было рассмотрено использование углепластиковых холстов и металлических сеток толщиной не более 2 мм, что практически не нарушает существующий ныне технологический процесс на заводах, выпускающих клеедощатые конструкции. Однако, как обычно в инженерных процессах, если что-то выигрываем, то и что-то теряем. В частности, клеи, используемые в производстве клеедощатых конструкций, агрессивно воздействуют на металлическую сетку, вызывая коррозию металла.

В процессе совместной работы кафедры МД и ПК и представителей компании «AkzoNobel» было найдено решение по использованию определенного качества металлических сеток и клеев.

Одним из важных моментов применения стальных сеток в МПА является вопрос их корродирования в процессе эксплуатации, особенно, если речь идет об использовании клееных армированных конструкций на открытом воздухе. Коррозия армированных деревянных конструкций недопустима, поскольку при этом снижается эксплуатационный срок и возможно разрушение конструкции. Поэтому необходимо использовать только анодированные нержавеющие сетки для МПА. Для повышения срока эксплуатации и надежной работы конструкций особое внимание необходимо уделять как арматурным сеткам, так и клеям, а точнее их совместной работе. Для МПА использовались оцинкованные сетки из низкоуглеродистой проволоки круглого профиля ТУ У 322-00190319-1172-95 компании «ФрунзеСетка», которые соответствуют европейскому стандарту AISI 304.

В процессе разработок новых конструктивных решений с использованием МПА нами был выбран меламино-мочевинный клей 1249 и отвердитель 2579 компании «AkzoNobel». Данный клей рекомендован производителем для использования несущих клееных деревянных конструкций. Клеевые соединения с применением данного адгезива обладают высокой водостойкостью и атмосферостойкостью, что позволяет использовать клееные деревянные конструкции на основе этого клея на открытом воздухе (такие, например, как несущие конструкции надземных пешеходных переходов).

В качестве натурной конструкции была изготовлена 12-метровая двутавровая балка надземного пешеходного перехода с применением МПА, в которой использовались выбранные материалы (клей и сетки). На испытательном полигоне кафедры МД и ПК балка испытывалась в реальных условиях (на открытом воздухе), в том числе на действие длительной равномерно-распределенной нагрузки и

кратковременной статической нагрузкой. В результате испытаний балка показала достаточно высокую несущую способность. Общая длительность испытаний составила 18 месяцев. Конструкция не была доведена до разрушения, поскольку предполагается дальнейшее изучение работы с разработкой и изменением расчетной схемы. Для определения прочности клеевого соединения с выдержкой 18 месяцев в реальных условиях были вырезаны образцы с части конструкции балки согласно [1] (см. рис. 1).

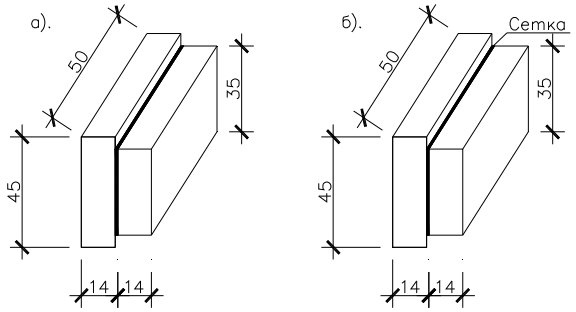



Рис. 1. Образец для испытания клеевого шва на прочность:
а) стандартный; б) армированный сеткой

Также для сравнения прочности клеевого шва, выдержанного в реальных условиях, в том числе под нагрузкой, были изготовлены серии контрольных стандартных образцов и послойно армированных образцов. Контрольные образцы перед испытанием на скалывание подвергались испытанию на изгиб согласно ГОСТ 16483.3-84.

В ходе экспериментальных исследований была поставлена следующая задача:

– определить состояние клеевого шва с послойным армированием двутавровой балки, пробывшей в различных условиях загружения на испытательном полигоне 18 месяцев (см. рис. 2, 3).

Для испытаний было подготовлено 3 серии образцов количеством по 5 штук в каждой, влажностью 12% на определение прочности клеевого шва на скалывание в соответствии с рекомендациями [1]:

1 серия – армированные образцы, изготовленные из экспериментальной балки, подверженной испытаниям в реальных условиях длительностью 18 месяцев;

2 серия – контрольные армированные стандартные образцы;

3 серия – контрольные стандартные образцы.

Все 3 серии были продублированы с целью определения морозостойкости клеевых соединений в соответствии с рекомендациями [2]. Для проведения испытаний на морозостойкость применялась морозильная камера, обеспечивающая заданную температуру – 20°С.

Рис. 2. Испытания двутавровой клеедощатой армированной балки на испытательном полигоне кафедры МД и ПК

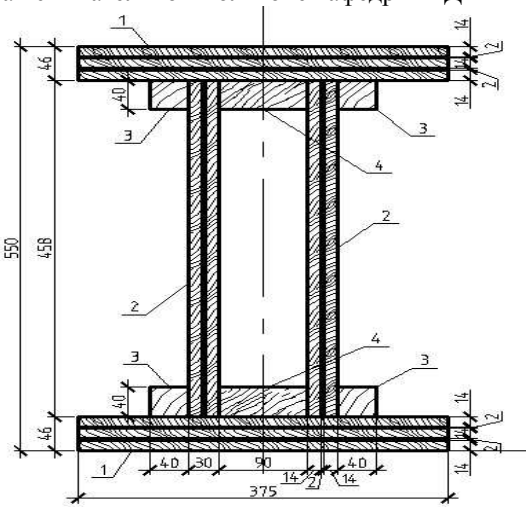



Рис. 3. Поперечное сечение экспериментальной балки пролетом 12,0 м с обозначением основных элементов: 1 – доски; 2 – стальная сетка; 3 – продольное внешнее ребро жесткости; 4 – внутренне продольное ребро жесткости

Испытание прочности клеевого соединения с послойным армированием образцов на скалывание проводилось на испытательной

разрывной 50-тонной машине ГМС-50 со шкалой 50 кгс при помощи специального приспособления, (см. рис. 4). Результаты испытаний приведены в таблицах 1, 2.

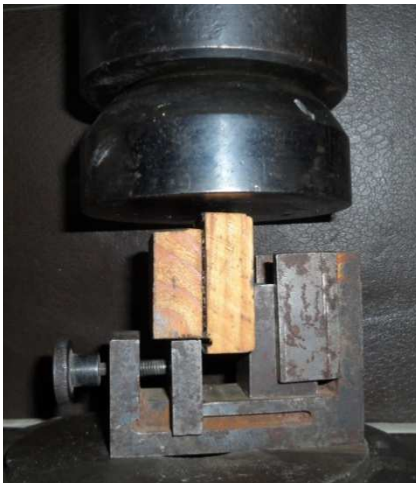


Рис. 4. Испытание клеевого соединения на скалывание

*Таблица 1* – Результаты испытаний клеевых соединений контрольных образцов на скалывание вдоль волокон

| № серии | Количество, шт. | Показатель прочности, кгс/см$^2$ | Характер разрушения образцов |
|---|---|---|---|
| 1 | 5 | 70 | К |
| 2 | 5 | 72 | К |
| 3 | 5 | 74 | Д |

*Таблица 2* – Результаты испытаний морозостойкости клеевых соединений на скалывание вдоль волокон

| № серии | Количество, шт. | Показатель прочности, кгс/см$^2$ | Характер разрушения образцов |
|---|---|---|---|
| 1М | 5 | 70 | К |
| 2М | 5 | 72 | К |
| 3М | 5 | 75 | Д |

Результаты испытаний контрольных образцов показали:

1. Состояние клеевого шва в армированном образце, изготовленном из экспериментальной балки, подверженной испытаниям сроком в 18 месяцев, – хорошее, клеевой шов сохранил свой первоначальный вид.
2. Коррозии стальной сетки в армированном образце, изготовленном из экспериментальной балки, подверженной испытаниям сроком в 18 месяцев – не выявлено.
3. Характер разрушения всех стандартных образцов – по древесине; характер разрушения армированных стандартных образцов – по клеевому шву.
4. Прочность контрольных образцов близка к прочности образцов, изготовленных из испытанной натурной двутавровой балки
5. По результатам испытаний образцов на морозостойкость, клеевые соединения образцов, определены как соединения с высокой морозостойкостью.

***Общие выводы***

Использование клеевой композиции компании «AkzoNobel» при применении метода послойного армирования показало хороший результат. Это говорит о целесообразности применения подобных продуктов при использовании МПА в несущих клеедощатых конструкциях в заводских условиях, что заметно может повысить несущую способность конструкций и исключить развитие поперечных трещин за пределами толщины одной доски в клеевом пакете.

*Список литературы:*

1. Древесина клееная массивная. Методы определения предела прочности клеевого соединения при скалывании вдоль волокон. ГОСТ 15613.1-84. М. : Государственный комитет СССР по стандартам, 1984. – 8с. (Государственный стандарт Союза ССР).
2. Древесина клееная массивная. Метод определения теплостойкости и морозостойкости клеевых соединений. ГОСТ 18446-73. М. : Государственный комитет совета министров СССР по делам строительства, 1973. – 8с. (Государственный стандарт Союза ССР).
3. Сайт akzonobel.com электронный ресурс. – Режим доступа: http://www.akzonobel.com/cascoadhesives/, свободный. Casco Adhesives.

**УДК 624.041.5**

# АКТИВНОЕ ФОРМООБРАЗОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ – ТВОРЧЕСКИЙ ПРОЦЕСС ОБУЧЕНИЯ. НОВЫЕ КОМБИНИРОВАННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

## THE ACTIVE FORM-MAKING STRUCTURES – THE CREATIVE PROCESS OF LEARNING. NEW SPATIAL DESIGN

*д.т.н., проф.* ***Абовский Н.П.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
*д.т.н., проф.* ***Инжутов И. С.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
*д.т.н., проф.* ***Енджиевский Л. В****. (Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
*к.т..н., доцент* ***Деордиев С. В.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
*к.т.н., доцент* ***Палагушкин В. И.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*

*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Abovskiy N. P****. (Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Endzhiyevsky L.V.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Inzhutov I.S.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Deordiyev S. V****. (Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Palaguskin B. I.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*

**Аннотация**

В статье обосновывается необходимость нового научного направления в формообразовании, в котором синтезируются различные дисциплины архитектурного, расчетно-конструкторского, технологического, экономического направлений, участвующие в рациональном формообразовании конструкций при учете конкретных региональных условий, которые будут отражены в планируемой монографии – учебном пособии.

**Ключевые слова:** формообразование, творческий замысел, системный подход, междисциплинарность, пространственность формы.

**Summary**

In the article we prove the requirement of new scientific direction in form-making, those synthesized different disciplines of architecture, calculation and design, technological, economic directions, participating in rational form-making of constructions, taking into account specific regional conditions, which will be reflected in the proposed monograph-tutorial.

**Keywords:** forming, creative intent, system approach, interdisciplinary, spatial forms.

В основу формообразования конструкций как новой междисциплинарной (синтезирующей) науки, вырастающей из искусства созидания, положен системный подход, взаимосвязывающий многосторонние аспекты данной проблемы. Прежде всего, рациональное формообразование для достижения желаемой цели требует преодоления сложившейся узкой специализации, нацеленной на творческое системное содружество архитектора, конструктора, технолога и материаловеда, обеспечивающее комплексное решение проблемы формообразования [1,2].

Упомянутое формообразование имеет целью принятие такого конструктивного решения, которое обеспечивает (способствует реализации) творческого архитектурного замысла, соответствует материальным возможностям и технологическому исполнению в конкретных условиях взаимодействия с внешней средой при соблюдении общих и специальных требований надежности и комфортности эксплуатации. На рис. 1 приведена иллюстрация предлагаемого системного проекта основ формообразования конструкций, включающего в себя:

**общие принципы и требования к формообразованию конструкций:** системность, комплексная связь, пространственность, многосвязность, принцип декомпозиции глобальной конструкции на типовые (повторяющиеся элементы); обеспечение надежности, живучести, безопасности, долговечности; а также **активное формообразование** конструкций (управление НДС конструкций при строительстве), энергетические аспекты формообразования, трансформируемые и перестраивающиеся конструкции;

**частные принципы**, нацеленные на преодоление конкретных специфических условий внешней среды (строительство в

сейсмических районах, строительство при сложных инженерно-геологических условиях, в том числе на слабых грунтах и в районах сейсмичности, экологические конструкции), особенности формообразования конструкций из различных материалов; вопросы практической оптимизации.

Авторы обращают особое внимание в обучении на активное формообразование, опираясь на неформализуемые приемы изобретательства, инженерной интуиции и творчества.

Активность и междисциплинарность в формообразовании заключается не только в рациональном применении методик, конструктивных решений, но и в умении создавать пространственную форму и управлять формой, опираясь на тесное содружество архитектора – конструктора – технологов – экономистов при учете конкретных региональных условий.

Лаборатории «Пространственных конструкций», «Управляемые конструкции», «Строительных конструкций», «Испытания строительных материалов и конструкций» ИСИ СФУ являются известными в стране центрами развития пространственных конструкций. Выполнены десятки дипломных и курсовых работ, получен ряд патентов, изданы учебные пособия с грифом УМО и др. В последние годы проводились исследования по формообразованию, конструктивным решениям, алгоритмам расчета, анализу напряженно-деформированного состояния конструкций на основе численных и натурных физических экспериментов. В результате было создано и внедрено несколько типов пространственных комбинированных и облегченных конструкций, в том числе блочного типа на основе древесины.

1. ***Комбинированные конструкции*** – такие конструкции, в структуру которых включены элементы, выполненные из разных материалов: например, сталь и железобетон; металл и дерево; металл, дерево и элементы из других материалов.

Целесообразность создания таких конструкций обусловлена, прежде всего, неодинаковой способностью разных материалов сопротивляться деформациям растяжения и сжатия. В конструкциях с четко выраженными законами сжатия и растяжения существенный экономический эффект может быть достигнут, если взамен мономатериала (металла или дерева) использовать, например, в сжатой зоне железобетон, дерево или другой композиционный материал, а в растянутой – сталь.

Примеры комбинированных конструкций приведены ниже.

**Сталежелезобетонные** [4] **пространственные конструкции**– конструктивные формы частей или зданий в целом, основой которых

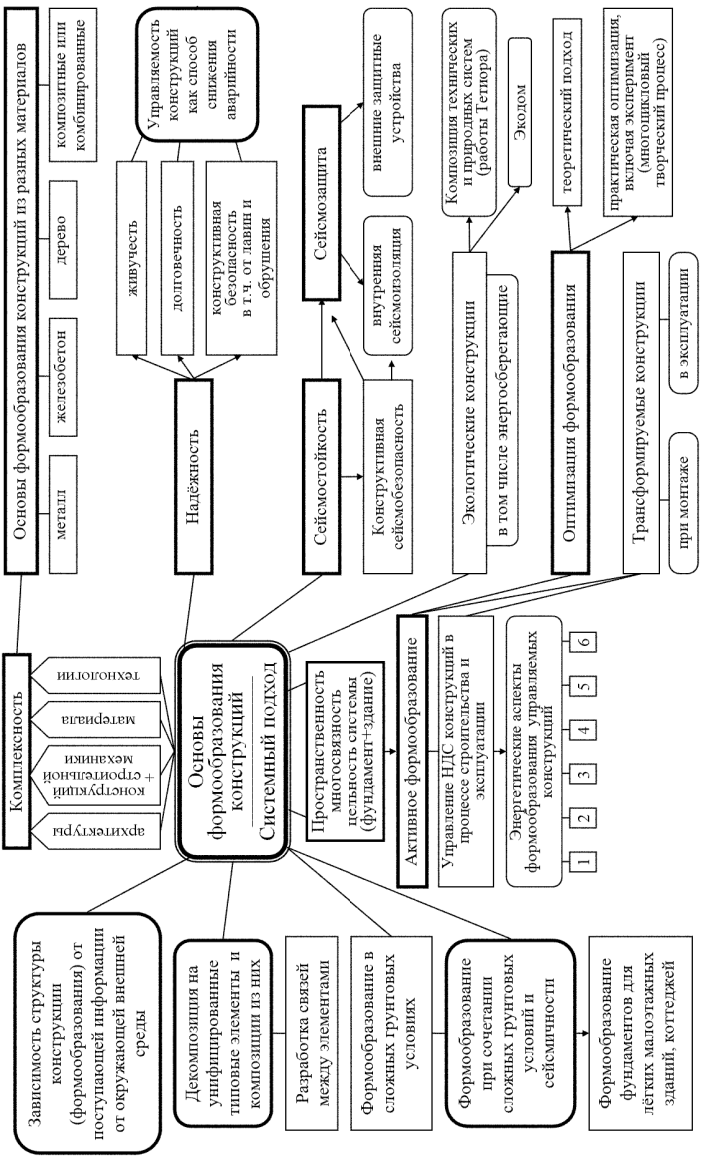



Рис. 1.Системный проект основ формообразования конструкций

является дискретно-континуальный строительный элемент (рис. 2). Универсальный строительный элемент применен для создания *полносборных зданий* и сооружений различного типа. Создание таких конструкций основано **на принципе -** каждый из используемых элементов находится в наиболее выгодных условиях работы: бетон на сжатие, металл - на растяжение.

Используются унифицированные композитные однотипные строительные элементы, например, сталежелезобетонные, состоящие из тонкой легкой ребристой железобетонной плиты и подкрепляющего металлического шпренгеля. Связи между этими элементами однотипны и позволяют создавать полносборные замкнутые здания и фундаментные платформы как пространственные многосвязные достаточно легкие конструкции.

**Деревометаллические пространственные конструкции** [4].

В основу положен принцип пространственности, когда из линейных деревянных элементов создают пространственную форму.

Использование пространственных совмещенных блок-ферм, блок-арок, плит на пролет, рамно-панельных блок-секций и др. позволяет резко снизить трудоемкость монтажа вследствие уменьшения количества монтажных элементов; уменьшения расхода строительных материалов; упрощения конструктивной схемы здания, в частности, за счет отсутствия необходимости устройства горизонтальных и вертикальных связей; уже на стадии проектирования конструкций можно предусмотреть возможность для пропуска инженерных коммуникаций во внутренних пространствах конструкций; улучшить условия труда строительных рабочих за счет уменьшения количества сборочных операций и трудоемкости верхолазных работ; ускорить ввод объектов в эксплуатацию и, следовательно, сократить сроки окупаемости зданий и сооружений.

**Пространственные тонколистовые металлические конструкции (рис. 3).**

Создание тонколистовых металлических конструкций основано **на принципе** пространственного формообразования, что придает тонкому металлическому листу большую пространственную жесткость. Разработаны и комплексно исследованы несколько типов облегченных предварительно напряженных двухпоясных конструкций покрытий или более сложных составных континуально-стержневых систем, в структуру которых входят отдельные блоки из стандартных и профилированных листов.

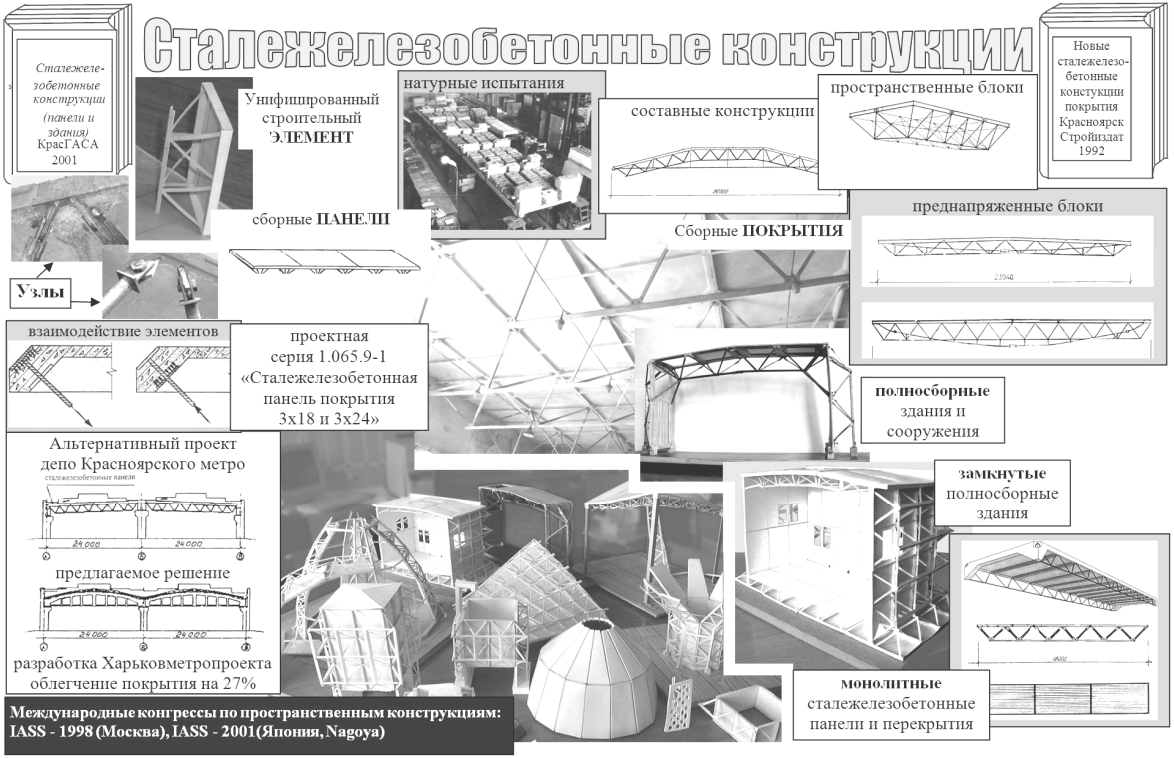



Рис.2. Сталежелезобетонные конструкции

Рис. 3. Деревометаллические конструкции.
Конструкции покрытий из профильного листа

**Создано большое многообразие учебных моделей конструкций**, используемых для обучения и физического моделирования.

Формообразование новых конструкций, в том числе при различных внешних воздействиях, опирается на системный подход, на творческий алгоритм конструктора [1].

Системный подход позволил впервые достаточно полно обобщить и сформулировать основные принципы развития эффективных конструктивных форм. Например, для сталежелезобетонных конструкций учитываются такие принципы, как рациональное сочетание разных материалов, пространственного формообразования, рациональных связей и др.

Книги [2,3,4] используются в учебном процессе в спецкурсах конструкций, в теории принятия решений, в обучении изобретательству, инженерной психологии, в научно-исследовательской работе студентов.

Системный алгоритм инженерного творчества на деле реализует возможности обучения изобретательским и творческим решениям, нацеливает на активную постановку задач, направленную на выявление и преодоление противоречий развития, на оценку принимаемых решений показывает цикличность поискового процесса творчества.

*Список литературы*

1.Абовский, Н. П. Основные принципы формообразования конструкций /Н.П. Абовский. Вестник отделения строительных наук РААСН, вып. 14, т.1, Москва. 2010. С. 15-19.

2. Абовский, Н. П. Активное формообразование архитектурно-строительных конструкций зданий и сооружений из унифицированных строительных элементов для строительства в особых грунтовых условиях и сейсмических районах / Н. П. Абовский. Красноярск: КрасГАСА, 2004, - 241с.

3. Абовский, Н. П. Управляемые конструкции: учебное пособие /Н. П. Абовский. Красноярск: КрасГАСА, 1998. - 433 с.

4. Жаданов, В. И. Индустриальные конструкции для строительства малоэтажных зданий и сооружений. / В. И. Жаданов, Н. П.Абовский, Л. В. Енжиевский, И. С. Инжутов, В. И. Савченков: учебное пособие. Рекомендовано УМО вузов РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по направлению «Строительство». – Оренбург – Красноярск: ОГУ – СФУ, 2009, – 416 с.

**УДК 004.032**

# СИСТЕМНОЕ ОСМЫСЛЕНИЕ ЭТАПОВ РАЗВИТИЯ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

# SYSTEM UNDERSTANDING THE DEVELOPMENT STAGES OF A COMPUTER SIMULATION

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

*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Abovskiy N. P****. (Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Inzhutov I .S.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*Dr. Sc. in Engineering, Professor* ***Endzhiyevsky L. V.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Deordiyev S. V****. (Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Palaguskin B. I.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Maksimova O.M*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
*D.S.in Engineering, Assoc. Prof.* ***Marchuk N.I.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*

**Аннотация**

В работе излагаются вопросы развития психолого-инженерных аспектов за последние годы. Обсуждаются вопросы области применимости компьютерного моделирования, ограничения и перспективы развития, синтез традиционного компьютерного

моделирования с нейросетевыми технологиями, оценка возможности нейросетевого компьютерного моделирования с позиций конструкторского проектирования, компьютерная составляющая в более чем 30 лет разрабатываемом на кафедре новом перспективном направлении создание систем автоматического управления конструкциями (САУ НДС).

**Ключевые слова**: строительные конструкции, компьютерное моделирование, формализация инженерных задач, сейсмостойкость, нейросетевая технология.

**Summary**

This paper describes the questions of development psychological and engineering aspects in recent years. We discuss the applicability of computer modeling, constraints and prospects for development, the synthesis of a traditional simulation with neural network technology, assessment the possibility of neural network computer modeling in terms of constructive engineering, the computer component is developing in a new perspective direction the creation of automatic control structures in more than 30 years in the department (**CSC SSB**).

**Keywords:** building structures, computer modeling, the formalization of engineering problems, seismic stability, the neural network technology.

Важность и значение компьютерного моделирования в инженерной деятельности сейчас общепризнано. Однако история его развития была не очень гладкой. В связи с этим следует учитывать эти уроки и реалистично прогнозировать развитие компьютерного моделирования.

**1. Психолого-инженерные аспекты развития**

Сейчас трудно представить, что всего 40 с небольшим лет назад численные методы в механике не воспринимались АН СССР, вплоть до отказа в приеме докладов на всесоюзную конференцию по теории оболочек. А на V съезде механиков результаты расчетов численными методами воспринимались с недоверием. Так было, например, с нашими дискретными методами расчета пластинчатых систем. Следующим этапом развития для преодоления ограниченных возможностей ЭВМ того периода были предложены супер элементы. Это был очередной всплеск эйфории. Затем наступил этап, когда раздавались голоса, что развитие строительной механики уже прекратилось, так как компьютерные методы расчета могут все.

В настоящее время наступил новый период компьютерной эйфории, компьютеры могут все и безмерная вера в точность и достоверность расчета. На ранних этапах развития численных методов обязательным требованием было обоснование достоверности и точности расчета (например, на основе исследования сходимости решения, сравнения с эталоном или с физическим экспериментом). Сейчас же, как правило, к сожалению, это не делается, даже в научных статьях. Пользователи компьютерных программ расчета часто не ведают об исходных гипотезах и ограничениях методов, которые они применяют, но слепо верят в полученные результаты. Программы расчета являются для пользователей неким «черным» ящиком. Инструкции к программам не нацеливают на эти знания.

Разработчики программ расчета, как правило, не считают необходимым снабдить их возможностью оценивать принятые при моделировании гипотезы и допущения. Это тем более досадно, потому что такие возможности практически существуют и нужен лишь определенный научно-технический настрой. Пример возможной организации подобного подхода приведен авторами в работе [1].

Способствуя эффективному развитию компьютерного моделирования целесообразно учитывать уроки истории и современные недостатки. Существует реальная конкуренция между отдельными производителями компьютерных программ, но она имеет рекламный, а не научный характер как в «диком» капитализме, т.к. скрывает ограничения, гипотезы, несовершенства моделей и противоречивость их физической природе.

Нынешнее обучение по государственным образовательным программам инженеров и основных пользователей программных продуктов происходит крайне ограничено, без должного знания теории механики и процессов управления. Фактически происходит подготовка некоторых ремесленников, а не мастеров, творчески деятельных инженеров и ученых. Нет ясного осознания, что современный компьютер и программирование – это мощный инструмент, который надо умело использовать не механически и не ограничиваться лишь некоторой инструкцией по вводу информации и прочтения результатов. Необходимо неформальное научное осознание всех его возможностей и ограничений, а главное понимание достоверности компьютерной модели в физической системе.

Недооценка этого факта приводит к парадоксальным примерам даже в некоторых научных исследованиях. Например, известно, что нормативный спектральный метод расчета сооружений на

сейсмостойкость не соответствует реальной физической картине сейсмического воздействия, однако это не помешало использовать данный метод для анализа и оценки пригодной интересной физической разработки для внешней сейсмозащиты. Парадокс в том, что спектральный метод не включает в себя такую физическую модель. Однако исследователи сделали вывод о пригодности такой инженерной разработки. На нашу публикацию об этом в центральном журнале в порядке дискуссии не последовало никаких откликов и опровержений.

**2. Области применимости компьютерного моделирования. Ограничения.**

**Перспективы развития**

Для многих такая постановка вопроса может показаться странной, так как господствует мнение, что ограничений нет. Необходимо развенчать подобные заблуждения.

Обратим внимание на следующие вопросы:

- математическая формализация – обязательное условие компьютерного моделирования [1-4];
- о связи традиционного компьютерного моделирования с нейросетевыми и другими технологиями [3];
- оценка возможностей компьютерного моделирования с позиций конструкторского проектирования. Взаимосвязь с физическим экспериментом. Проблемы оптимизации [4];
- о развитии управляемых конструкций [1-2].

Возможность формализации инженерных проблем (задач) является, как известно, условием для компьютерного моделирования. Это существенное ограничение области применения методов компьютерного моделирования.

Действительно, в инженерной деятельности компьютерное моделирование занимает весьма важное место, служит мощным современным инструментом проектирования, но является только его составной частью, на основе которой осуществляются, как правило, конструкторские разработки, которые не поддаются формализации и отражают инженерное искусство. Следует отметить, что и начальная постановочная часть, также не формализуемая определяющая часть разработки принятия инженерного решения. Поэтому оценка компьютерного моделирования должна осуществляться по критерию конечного результата целостной инженерной разработки.

Таким образом, в инженерной деятельности, как и в искусстве формализации, а значит и компьютерного моделирования, решению

поддается только часть проблемы. Качественные и конструктивные решения (узлы, связи, структуры и т.п.) остаются инженерным искусством, требующим специального подхода. Без конструктивных методов невозможно обеспечить безопасность создаваемой конструкции и преодолеть неопределенность традиционного компьютерного моделирования.

**3. Синтез традиционного компьютерного моделирования с нейросетевыми технологиями**

Известно, что нейросетевая технология базируется на исходной информации в виде паттерна числовых (дискретных) решений и обладают возможностью доучивания, что близко к способностям интеллектуальных систем. Это определенный вариант компьютерного моделирования, обходящийся (не опирающийся) без математической формализации модели.

В работах [1-4] разработаны принципы нейросетевой технологии для решения задач оптимизации конструкций, проблем прогнозирования и управления конструкциями. Традиционные компьютерные программы, а также опытные данные позволяют накопить необходимый набор дискретных решений, а нейросетевой подход – обобщить их. В итоге формируется прямая нейросетевая связь между входящими параметрами и конечным результатом, которая обеспечивает быстродействие и способствует эффективному решению, в том числе оптимизации. Предложенный шаговый процесс прогнозирования с доучиванием позволяет добиться большей глубины и точности прогноза.

**4. Оценка возможности нейросетевого компьютерного моделирования с позиций конструкторского проектирования**

Особое место занимает проблема инженерного проектирования с помощью нейросетевых компьютерных технологий. Её составными частями являются, как известно, формализованная (часть - традиционной строительной механики) и неформализованная (нормативная, СНиПовская, экспериментальная), содержащая рекомендации и различные ограничения, а также творческая, относящаяся к области инженерного искусства. Эти проблемы затронуты в [1].

Проектирование с позиции нейросетевой методологии – это некоторая многопараметрическая и многообразная аппроксимация неявно заданных моделей, содержащаяся в обучающей выборке, позволяющая получать определенные интерполяционные и

экстраполяционные решения с выбором среди них рациональных вариантов. Тираж и область возможных решений проектирования неявно содержатся в обучающей выборке. Ограничения включаются явно в обучающую выборку задач и могут дополнительно учитываться при доучивании. Это же относится к конструкциям, нормативным требованиям и рекомендациям [5].

Если выбрать архитектуру нейросетевой модели адекватно структурной модели конструкции, то существует принципиальная возможность поручить нейросетевой модели проектирование конструкций, используя разработанные нейросетевые алгоритмы обучения.

Особое внимание необходимо уделить использованию распараллеливания процессов, а также использованию традиционных подходов в сочетании с нейропрограммированием (т.е. разработке гибридных систем). Необходимо отметить, что для реализации нейропроектирования с параллельной обработкой требуются специализированные ЭВМ, которыми многие проектные организации пока не располагают. Тем не менее, эта задача весьма полезна и интересна.

**5. Компьютерная составляющая в развитии систем автоматического управления конструкциями (САУ НДС)**

Компьютерное моделирование должно использоваться не только для анализа (расчета) конструкций, но и для управления их напряженно-деформированным состоянием, т. е. является управляющим модулем системы автоматического управления (САУ НДС). Основные принципы САУ НДС и примеры реализации приведены в [1-2].

Инновационным подходом к САУ НДС служит применение нейросетевой технологии, позволяющей доучивать систему управления на основе поступающей информации и тем самым превращать конструкции в разновидность интеллектуальных систем [4]. Таким образом, возможности современного компьютерного моделирования позволяют не только проникнуть в тайны механики деформирования конструкций, но и превратить их в интеллектуальные системы.

В заключении можно прийти к следующим выводам:

1. Развитие традиционного компьютерного моделирования в определенной мере ущербно, т.к. скрывает от пользователей ограничение (гипотезы, упрощение, принципы и др.), которые не позволяют пользователям сделать заключение о соответствии

компьютерной и физической модели, ее достоверности и точности решения.

2. Компьютерное моделирование не в достаточной мере используется для разработки систем автоматического управления напряженно-деформированного состояния конструкций как ее управляющий модуль.

3. Наряду с традиционным компьютерным моделированием, опирающимся на математическую формализацию проблемы, необходимо использовать другие технологии, в частности, нейросетевые технологии, позволяющие обучать систему и повышать ее интеллектуальный уровень.

*Список литературы*

1. Абовский, Н.П. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление строительными конструкциями: уч. пособие. Под ред. проф. Абовского Н.П. / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, В.И. Савченков, А.П. Деруга, Н.И. Марчук, Б.А. Стерехова, В.И. Палагушкин. Красноярск: КрасГАСА, 2003.- 284 с.

2. Абовский, Н.П. Управляемые конструкции: уч. пособие /Н.П. Абовский. Красноярск: КрасГАСА, - 1988.- 433 с.

3. Абовский, Н.П. Нейроуправляемые конструкции и системы: уч. пособие для вузов. Под ред. проф. Абовского Н.П. / Н.П. Абовский, А.П. Деруга, О.М. Максимова, П.А. Светашков. М.: Радиотехника, 2003.- 368с. (научная серия «Нейрокомпьютеры и их применение».

4. Абовский Н.П., Инженерные аспекты оптимизации конструкций. /Н.П. Абовский, Енджиевский Л.В., Максимова О.М., Палагушкин В.И., Марчук Н.И., Инжутов И.С. Всероссийская конференция «Проблемы оптимального проектирования сооружений» Новосибирск, 2008.

5. Абовский Н.П., Деруга А.П., Савченков В.И. Осмысление проектирования как разновидности нейросетевого моделирования. Возможности синтеза традиционной конструкторской и нейросетевой методологий // «Нейрокомпьютеры. Разработка, применение», 2001, № 9,с.61-65.

660041, г. Красноярск, Свободный пр. 82
E-mail:abnaum@yandex.ru

**УДК 627. 23**

# ОПИСАНИЕ УПРУГОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ КОМПОЗИТНОГО МАТЕРИАЛА ПРИ АРМИРОВАНИИ ГРУНТА ГЕОМАТЕРИАЛОМ

## DESCRIPTION ELASTIC DEFORMATION COMPOSITE MATERIAL IN SOIL REINFORCEMENT BY GEOMATERIAL

***Баранова А. А.*** *– аспирант.*
*Одесский национальный морской университет (ОНМУ).*

***Baranova A.*** *-post-graduate student .*
*Odessa National Marine University (ONMU).*

**Аннотация**

Армирование грунта геосинтетическими материалами в последнее время стало очень распространено. Но в настоящее время недостаточно методик расчета, которые бы описывали данную анизотропную среду. В данной статье приведена предлагаемая методика расчета грунта армированным геосинтетическим материалом.

**Ключевые слова**: геоматериал, методика расчета композита «грун-геоматериал».

**Abstract**

Soil reinforcement by geosynthetics material in lately become very prevalent. But at the present time not enough methods of calculation, which would describe the same anisotropic medium Wednesday. In dannoy Article aligned method for calculating soil reinforcement by geosynthetic material.

**Key words**: geomaterial, the method for calculating composite "soil-heomateryal."

В современном строительстве широкое применение нашло использование для армирования грунтов геосинтетических материалов. В литературе, посвященной данному вопросу, в основном описываются рекомендации по применению гематериала в тех или иных условиях. При этом применение геосинтетиков в дорожном строительстве наиболее хорошо описано с помощью формальных законов теории упругости.

Применение геоматериалов при использовании в теле сооружений или в основании фундаментов практически не исследован. Данная проблема требует серьезных исследований, а также проведение опытов по определению эффективности использования геосинтетиков в строительстве.

Приведенная далее предлагаемая методика расчета будет сформулирована в упругой постановке, которая в дальнейшем может совершенствоваться.

При проектировании и расчете конструкций с использованием геосинтетиков возникает проблема недостаточности исходных данных для описания материала. Производители геосинтетических материалов не предоставляют такие физико-механические характеристики как Модуль упругости и коэффициент Пуассона.

Армирование грунта геоматериалом приводит к образованию вокруг него слоя анизотропной среды с собственными характеристиками [1].

Любой геоматериал который предоставляется производителем имеет поровую структуру. Размер пор зависит от качества и характеристик самого геоматериала [2]. Принимаем в первом приближении, что пора такого материала имеет вид представленный на рисунке 1:

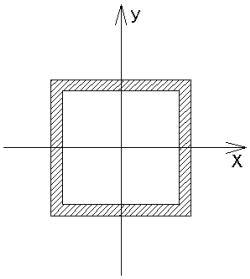



Рисунок 1. Ячейка армирующей среды.

Необходимо решить задачу учета армирующего материала в грунте. Следуя работе [3], рассмотрен подход к определению упругих свойств армированного грунта, как анизатропного материала.

Полагая, что все элементы ячейки находятся в упругом состоянии, выразим закон упругого деформирования эквивалентной композитной анизотропной среды соотношением:

$$\overline{\sigma} = A\overline{\varepsilon} \ ,$$

где $\overline{\sigma}, \overline{\varepsilon}$ - векторы- столбцы напряжений и деформаций;

*A*- матрица упругих постоянных композитной среды.

Используя выражение для потенциальной энергии эквивалентной конструктивно–анизотропной ячейки, можно получить закон упругого деформирования матрицы *A*, который определяется из выражения:

$$A = \alpha_0 B_0 + \sum \alpha_к C_к^T B_к C_к \qquad (1)$$

где числа $\alpha_0, \alpha_1, \ldots$ -удовлетворяют отношение $\alpha_0 + \sum \alpha_к = 1$, а $B_к, B_0$ - матрицы упругих постоянных грунта и *k*-того армирующего элемента, $k = 1, \ldots, K$, а $K$ - число элементов армирующей ячейки.

Таким образом необходимо вычислить матрицы преобразования $C_к$ которые в соответствии с рис. 1 могут быть представлены в виде

$$C_k = \begin{bmatrix} \cos^2\varphi_k & \sin^2\varphi_k & 0 & -\sin\varphi_k\cos\varphi_k & 0 & 0 \\ \sin^2\varphi_k & \cos^2\varphi_k & 0 & \sin\varphi_k\cos\varphi_k & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \sin 2\varphi_k & -\sin 2\varphi_k & 0 & \cos 2\varphi_k & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\varphi_k & \sin\varphi_k \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\varphi_k & \cos\varphi_k \end{bmatrix}, \qquad (2)$$

где $\varphi_1 = \pi/2, \varphi_2 = \pi, \varphi_3 = 3\pi/2, \varphi_4 = 0$ и $k = 1, \ldots, 4$.

Матрица $B_0$, входящая в соотношение (1) описывает упругие характеристики грунта. Поскольку заполняющий ячейку грунт представляет собой изотропный материал. Матрица упругих характеристик $B_0$ имеет вид:

$$B_0 = \begin{bmatrix} G(1-\nu_0) & G\nu_0 & G\nu_0 & 0 & 0 & 0 \\ G\nu_0 & G(1-\nu_0) & G\nu_0 & 0 & 0 & 0 \\ G\nu_0 & G\nu_0 & G(1-\nu_0) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix}, \qquad (3)$$

где $G = \frac{E_0(1-\nu_0)}{(1+\nu_0)(1-2\nu_0)}$, $\lambda = E_0[2(1+\nu_0)]^{-1}$, а $E_0, \nu_0$ - модуль упругости и коэффициент Пуассона грунта.

Для учета упругих свойств армирующего материала в соотношении (1) вводится матрица $B_k$ равная

$$B_k = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_g/(1-\nu_g^2) & \nu_g E_g/(1-\nu_g^2) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \nu_g E_g/(1-\nu_g^2) & E_g/(1-\nu_g^2) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E_g/(2-2\nu_g) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

где $E_g, \nu_g$ - модуль упругости и коэффициент Пуассона армирующей среды.

Таким образом используя полученные матрицы (2, 3, 4), матрицу $A$ можно вычислить по формуле (1). Итоговое выражение для матрицы $A$ имеет вид:

$$A = \alpha_0 B_0 + (1-\alpha_0)\begin{bmatrix} \frac{1}{2}E_g & 0 & \frac{1}{2}E_g\nu_g & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}E_g & \frac{1}{2}E_g\nu_g & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{2}E_g\nu_g & \frac{1}{2}E_g\nu_g & E_g & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}G \end{bmatrix}, \quad (5)$$

где $G = \frac{E_g}{2(1-\nu_g)}$.

В лаборатории Одесского национального университета были проведены экспериментальные исследования по определению эффективности использования геоматериала при расположении его за вертикальной стенкой в грунте засыпки.

Материал для исследования был выбран фирмы ЕВРОИЗОЛ Typar®SF Это нетканый термоскреплённый геотекстиль, производимый из бесконечных волокон 100%-ного полипропилена, производства концерна Du Pont, Люксембург [2]. Эксперименты показали положительный результат, уменьшив нагрузку на лицевую стенку на 14-16% в зависимости от положения геоматериала. Также исследовалось изменение нагрузки на вертикальную стенку при разном расположении геоматериала в грунте засыпки. Он располагался вертикально, горизонтально и наклонно. По результатам экспериментов можно сказать, что расположение текстиля в грунте горизонтально и вертикально дает эффект 14-16%.

Разница только в том, что в случае горизонтального армирования, нагрузка на стенку первоначально не изменяется по сравнению с грунтом без армирования, но при дальнейшем увеличении нагрузки на поверхности засыпки уменьшение нагрузки на стенку становиться более интенсивным.

При армировании вертикально, нагрузка на стенку увеличивается постепенно, но при увеличении нагрузки на поверхности рост нагрузки на стенку уменьшается. Это подтверждает то предположение, что геоматериал начинает работать в теле грунта только по достижению определенных удлинений.

В данной работе была рассмотрена методика расчета упругих характеристик грунта, который армирован геосинтетическим материалом. Она позволяет более точно описать а также получить характеристики среды «грунт- геоматериал».

*Список литературы.*

1. Матвеев С. А. «Влияние структуры армирования на физико-механические свойства композита «грунт-решетка» » // Весник Югор гос ун-та-2005 г. Вып 1 с 65-73

2. geo@euroizol.com

3. Андреев А. В., Немировский Ю. В. Многослойные анизотропные оболочки и пластины. Изгиб, устойчивость, колебания. – Новосибирск: Наука, 2001. -288 с.

**УДК 624.69**

# СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АРОЧНОГО ПЕШЕХОДНОГО ПЕРЕХОДА

## STATIC CALCULATIONS OF AN ARCH TYPE PEDESTRIAN CROSSING

*Асп.* ***Бояджи А.А.***, *маг.* ***Троян А.А.***, *д.т.н., проф.* ***Стоянов В.В.*** *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

***Boyadjy A.A.***, ***Trojan A.A.***, ***Stoyanov V.V.*** *(the Odessa State Academy of Building and Architecture)*

**Аннотация**

Применение численных методов, реализованных в современных программных комплексах, позволяет более точно и полно определять напряженно-деформированное состояние сложных строительных конструкций не только в общей постановке, но и детально с заранее запроектированными узлами. Предлагается небольшое статическое численное исследование арочной пролетной конструкции.

**Ключевые слова:** арочные конструкции, надземные пешеходные переходы.

**Summary**

The use of numeric methods implemented in modern software systems can define more accurately and fully the stress-strain state of the complex building structures not only in the general setting, but also in details that are projected to advance nodes. Offered a small static numeric study of the arch span structures.

**Keywords:** arch construction, elevated pedestrian crossings.

Кафедра Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций уже несколько лет занимается исследованиями надземных пешеходных переходов пролетом 12-24 м. В одном из проектных вариантов в качестве несущих элементов полотна предполагается использовать деревянные составные балки, работающие совместно с двумя металлическими арками, т.е. комбинированную конструкцию, представляющую собой металлодеревянную ферму. Нагрузка с полотна передаётся на арки при помощи трех подвесок [1].

Обычно приближенные расчеты выполняются в линейной постановке. Численные исследования показали, что такое упрощение приводит к завышению запаса прочности и устойчивости, особенно для гибких арок и комбинированных арочных систем. Расчет по деформированной схеме, когда усилия и перемещения нелинейно зависят от величины внешней нагрузки, более точен. При одновременном учете физической и геометрической нелинейности решение существенно усложняется. Использование аналитических методов встречает значительные затруднения, связанные с невозможностью получения замкнутого решения таких задач без существенных допущений и упрощений [2].

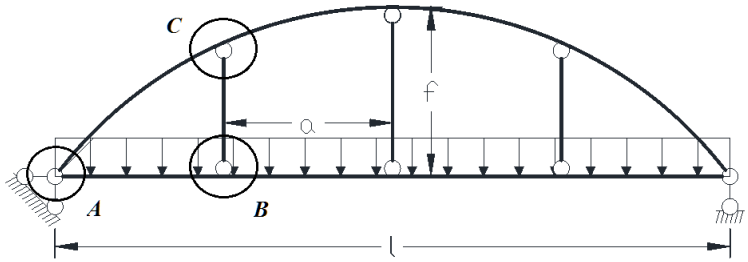



Рис.1. Расчетная схема. $a = (0,21...0,28)l; f = (0,18...0,25)l$

В настоящее время широкое распространение получили численные методы расчета и в первую очередь – метод конечного элемента (МКЭ), который фактически стал стандартом для решения задач статики, динамики, устойчивости, нелинейного деформирования и др.

С помощью численных расчетов в ПК ЛИРА 9.6 арочных комбинированных конструкций пролетом 12 метров и 3 метра (модель) были установлены оптимальные прочные размеры элементов конструкции, оптимальные высота арки и положение боковых подвесок. Варьирование положения крайних подвесок и высоты арки показало, что: максимальные напряжения в арке принимают наименьшее значение при определенном положении подвесок (0,275 a/l), что связано со схемой деформации арки; напряжения в крайних подвесках тем меньше, чем меньше расстояние от них до опор; напряжения в балке зависят как от положения подвесок, так и от высоты арки и чем выше арка, тем дальше должны располагаться крайние подвески от опор.

Для того чтобы приблизить реальную конструкцию к расчетной схеме были разработаны узлы примыкания арки к балке и подвесок к

арке и балке. Полученная конструкция была рассчитана в нелинейной постановке в ПК ANSYS R14.5.

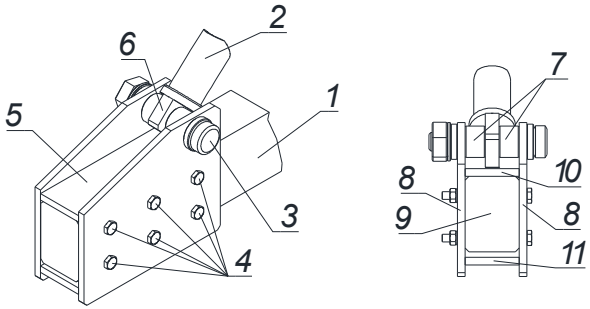



Рис.2. Узел А примыкания арки к балке. 1- балка (затяжка); 2- арка; 3- палец; 4- болты; 5- башмак; 6- серьга; 7- втулки; 8- боковые щеки; 9- торец башмака; 10- верхняя планка; 11- нижняя планка.

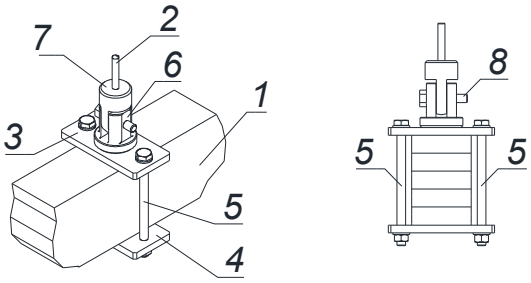



Рис. 3. Узел В примыкания балки к подвеске. 1- балка; 2- подвеска; 3- верхняя планка; 4- нижняя планка; 5- болты; 6- серьга; 7- проушина; 8- вал.

Расчет показал, что наибольшие напряжения возникают: в балке – в пролете между опорой и крайней подвеской; в крайних и в центральных подвесках - по всей их длине; в арке – в пролете между опорой и крайней подвеской. Также небольшая концентрация напряжений наблюдается, вокруг отверстий под болты, крепящих башмак к балке.

Было решено, кроме того, исследовать влияние на прогиб и напряжения в балке изменений в узле крепления арки к балке, которые приводят к несимметричной передаче усилия распора на балку (рис. 6).

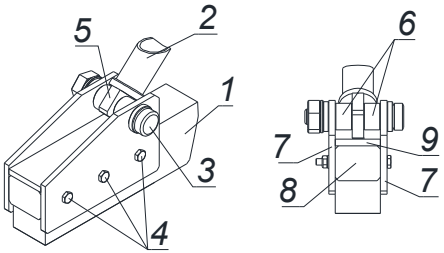



Рис.4. Узел примыкания арки к балке. 1- балка (затяжка); 2- арка; 3- палец; 4- болты; 5- серьга; 6- втулки; 7- боковые щеки; 8- торцевая планка; 9- верхняя планка.

В результате применения новой конструкции узла примыкания арки к балке, напряжения в балке незначительно уменьшились (порядка 1%), но возросли местные напряжения из-за того, что распор передается через меньшее количество болтов. Заметные изменения произошли в работе центральной подвески, напряжения в ней (16,9 кН/см$^2$) уменьшились (до 15,8 кН/см$^2$) на 7%, из-за чего увеличился прогиб под центральной подвеской.

Результаты исследования металлодеревянных ферм, которые предполагается использовать в надземных пешеходных переходах, позволяют сделать следующие **выводы**:

- узлы примыкания арки и подвески и балки и подвески должны быть спроектированы таким образом, чтобы в боковых подвесках не возникал изгибающий момент;
- учет геометрической и физической нелинейности в расчете арочных конструкций приводит к более точному определению запаса прочности этих конструкций (при линейных расчетах он оказывается заниженным);
- наиболее напряженные участки конструкции при расчете в линейной и нелинейной постановке совпадают.

*Список литературы*

1. 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, С. 72-80, ВРС, 2011
2. Киселев Д.Б. Численные исследования устойчивости комбинированных арочных систем // Строительная механика и расчет сооружений. - 2007. - № 2.- С. 20-23.

**УДК 533.6.013**

# АНАЛИЗ ИЗОБРАЖЕНИЙ ФАЗОВОГО ПОРТРЕТА В МОНИТОРИНГЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

## THE ANALYSIS OF PATTERNS OF PHASE PORTRAIT IS IN STRUCTURAL HEALTH MONITORING

*д.т.н., доц.* ***Волкова В.Е.,*** *ГВУЗ Национальный горный университет, Днепропетровск, Украина*

*Dr. Professor Volkova V.E. (National Mining University, Dnepropetrovsk)*

**Аннотация**

Статья рассматривает качественные методы анализа нелинейного динамического поведения систем.

**Summary**

The qualitative methods of analysis of the non-linear dynamic systems behaviour are come into a question. Application of phase trajectories in the extended space is suggested for structural health monitoring. The methods of phase portrait treatment are proposed with the purpose of decline of numerical operations. Standard phase portraits are given for some classes of the non- linear mechanical systems.

**Введение**

Одним из направлений повышения надежности элементов строительных конструкций, зданий и сооружений является мониторинг их технического состояния. Основная цель мониторинга состоит в прогнозировании возможности развития повреждений, возникновения аварийных состояний, или установления аварийных режимов работы объекта исследований. Для этого, фиксируют реакцию объекта на эксплуатационные и, или, тестовые воздействия. В дальнейшем, используя регрессионные методы, путем численного моделирования выполняется оценка характеристик объекта.

Целью настоящей статьи есть применение методов обработки данных при теоретическом исследовании поведения динамических систем для изучения их поведения. Задачи работы состоят в анализе уравнений, описывающих поведение динамических систем,

применении распознавания образов для классификации фазовых портретов.

**1. Методы мониторинга технического состояния**

Известные методы мониторинга технического состояния основаны на обнаружении повреждений в конструкциях зданий или сооружений в течение всего периода их эксплуатации. Несмотря на существенный интерес к данной проблеме и значительное число публикаций, единый подход отсутствует [6 – 8, 11]. Данные методы отличаются друг от друга набором фиксируемых при наблюдениях величин, методами их регистрации, передачи и дальнейшей обработки.

Измерения параметров и характеристик натурных объектов может выполняться как в статическом, так и динамическом режимах. Соответственно прогнозирующие модели, построенные по результатам измерений могут быть статическим или динамическими.

Методы поиска дефектов с использованием статических аналитических моделей приводят к неполноте диагноза, так как реальные объекты по своей природе являются динамическими. В тоже время, существует ряд дефектов и повреждений конструкций зданий и сооружений, которые проявляются только исключительно при динамических нагружениях. Поэтому для выявления дефектов и повреждений статические режимы нагружения не эффективны.

Высокая информативность динамических режимов в сравнении со статическими, обуславливает необходимость использования прогнозирующих аналитических динамических моделей.

При всем своем многообразии, методы мониторинга технического состояния могут быть классифицированы как частотные и временные [6-8, 12]. Наибольшее распространение получили частотные методы обнаружения повреждений, которые связывают возникающие дефекты с изменением жесткости конструкций. Эти методы используют конечноэлементные модели и для оценки значений линейных модальных параметров, таких, как собственные частоты и формы колебаний для идентификации повреждений, а в некоторых случаях, даже для определения локализации повреждения. Предполагается, что изменения в модальных параметров конструкций на эксплуатации связаны с возникновением повреждений. Эти методы успешно применяются для идентификации больших уровней повреждений в конструкциях, но они не способны установить момент возникновения повреждения.

Временные алгоритмы основаны на вычислении определенных параметров через заранее установленный период времени. К этим

параметрам относятся деформации (напряжения), прогиб конструкций, крен зданий, амплитуда колебаний, которые вычисляются и сравниваются с нормируемыми значениями. Нормируемые значения регламентированы в соответствующих строительных нормах.

## 2. Фазовые траектории в идентификации динамических моделей

Основы качественной теории исследования динамических процессов были созданы Пуанкаре. Предложенные им графики, на которых движение точки представляется некоторой траекторией на фазовой плоскости $(y, \dot{y})$, широко используются для изучения автономных систем с одной степенью свободы. Структура фазовых траекторий $(y, \dot{y})$ позволяет судить о периодичности динамических процессов и существовании особых точек, соответствующих устойчивым или неустойчивым положениям равновесия.

Область применения данных методов не ограничивалась задачами автономных колебаний. Фершингом в монографии [9] фазовые траектории на плоскости $(y, \dot{y})$ были использованы для нахождения периода аэроупругих колебаний пластины. Известны также попытки применить данные траектории в решении обратной задачи механики – идентификации. Так, в работе [6] автор, используя метод Шеффера, получил численные оценки диссипативных характеристик в отдельных точках фазовых пространства. В отличие от указанных выше работ, целью данного исследования является получение не численных оценок параметров диссипативных характеристик, а их обобщенного графического образа, который более удобен для последующей обработки.

В работе [5] авторами впервые предложен метод автоматического отнесения изображения фазового портрета к одному из эталонных классов, применительно к динамическим системам с малым параметром. Особое внимание было уделено изучению поведения интегральных кривых в окрестностях особых точек.

Наибольший интерес представляет фазовая траектория на плоскости $(y, \ddot{y})$. Кроме того, зависимость $\ddot{y}(y)$ обратно симметрична относительно оси $\ddot{y}$ графику изменения упругих свойств. Именно фазовые траектории $\ddot{y}(y)$ позволяют установить вид и уровень нелинейности системы. Известно, что ускорений точек более чувствительны к отклонениям колебаний от гармонических [11].

Фазовые траектории дают возможность увидеть всю совокупность движений, возникающих в динамической системе [1]. Нахождение стационарных решений – особых точек и предельных циклов, исследование их устойчивости, выделение областей притяжения устойчивых стационарных режимов в фазовом пространстве является задачей качественной теории динамических систем.

## 3. Динамические модели механических систем

Нелинейность упругих характеристик встречается во многих механических системах, таких как стержни, балки, мембраны, оболочки, элементы пружинных контактных или сигнальных устройств, вибраторы, некоторые виброзащитные системы и пр. Она является причиной неизохронности, возникновения суб- и ультрагармонических колебаний, существования нескольких устойчивых режимов колебаний на фиксированной частоте внешнего возмущения, перескоков. В отличие от линейных систем, в динамических системах с нелинейной характеристикой упругой силы возможно большее число резонансных диапазонов частот, в которых развиваются колебания на частоте внешнего возмущения, а также колебания с другими более высокими или низкими частотами.

В 1918 г. была опубликована монография Дуффинга, посвященная исследованию одного из основных уравнений нелинейной механики (1), которое по установившейся традиции называется уравнением Дуффинга. Оно является одним из тестовых уравнений нелинейной механики. Результаты, полученные при исследовании уравнения Дуффинга, как правило, могут быть перенесены на системы с более сложными полиномиальными нелинейностями. Именно это предопределило выбор типа уравнения.

Предположим, что динамическое поведение изучаемых систем при моногармоническом возмущении и вязком трении описывается уравнением вида

$$\ddot{y} + \varepsilon \dot{y} + \alpha y + \gamma y^2 + \beta y^3 + F_0 = F_1 \cos(\omega t), \qquad (1)$$

где $\varepsilon$ – коэффициент демпфирования; $\alpha, \gamma, \beta$ – коэффициенты, определяющие упругую характеристику $R(y)$; $y$ – обобщенная координата; $F_0, F_1, \omega$ – параметры внешнего возмущения.

В данном статье представлены результаты качественного исследования резонансных колебаний шести систем:

– линейной ( $\alpha > 0$ ; $\gamma = 0$ ; $\beta = 0$ ; $F_0 = 0$ ) (рис.1. а);

– нелинейных симметричных систем: – «мягкой» ( $\alpha > 0$ ; $\gamma = 0$ ; $\beta < 0$ ; $F_0 = 0$ )(рис.1. б); – «жесткой» ( $\alpha > 0$ ; $\gamma = 0$ ; $\beta > 0$ ; $F_0 = 0$ ) (рис.1. в);

– нелинейной несимметричной «жесткой» системы ( $\alpha > 0$ ; $\gamma \neq 0$ ; $\beta > 0$ ; $F_0 \neq 0$ ) (рис.1. г);

– нелинейных систем с двумя потенциальными ямами:

– симметричной (; $\alpha > 0$ ; $\gamma = 0$ ; $\beta = 0$ ; $F_0 = 0$ );

– несимметричной ( $\alpha > 0$ ; $\gamma < 0$ ; $F_0 \neq 0$ либо $\alpha < 0$ ; $\gamma \neq 0$ ; $F_0 \neq 0$ ).

Выполним анализ, представленных на рис. 1 фазовых траекторий резонансных колебаний нелинейных динамических систем. Резонансным колебаниям систем с «мягкой» и «жесткой» упругими характеристиками соответствуют траектории на плоскости $(y, \ddot{y})$, имеющие вид кубических отрицательной и положительной парабол соответственно. Траектории как резонансных, так и нерезонансных траекторий линейных систем – прямые.

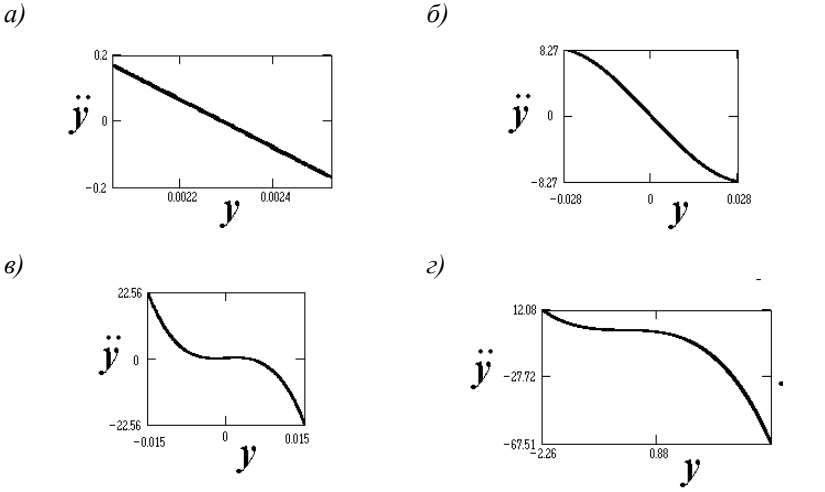



*Рис.1. Фазовые траектории на плоскости* $(y, \ddot{y})$ *резонансных колебаний*

Траектории нерезонансных колебаний систем с нелинейной характеристикой упругой силы ввиду малости перемещений подобны траекториям линейных систем. Траектории колебаний систем с

несимметричной характеристикой упругой силы несимметричны относительно начала координат. Траектории «больших» резонансных колебаний на частоте внешнего возмущения для систем с двумя потенциальными ямами подобны траекториям резонансных колебаний систем с «жесткой» упругой характеристикой. Для резонансных колебаний основного тона фазовые траектории на плоскостях $(y, \dot{y})$ и $(y, \ddot{y})$ для систем с «жесткой» характеристикой упругой силы имеют вид эллипсов, временны́е процессы $\ddot{y}(t)$ – пилообразный вид. Семейство фазовых траекторий на плоскости $(y, \dot{y})$ вырождается в отрицательную кубическую параболу.

*Список литературы*


1. Андронов А. А., Качественная теория динамических систем второго порядка./Андронов А. А., Леонтович Е. А., Гордон И. И., Майер А. Г. — М.: Наука, 1966.
2. Баутин Н. Н. Методы и приемы качественного исследования динамических систем на плоскости./Баутин Н. Н., Леонтович Е. А.— М.: Наука, 1976.
3. Биркгоф Дж. Д. Динамические системы.— М.–Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2002. (переизд. 1941).
4. Волкова В. Е. Реконструкция фазовых траекторий динамических систем с шумом / Волкова В. Е. // Сб. науч. тр. – «Теоретические основы строитель-тва». – Днепропетровск: ПГАСА, 2011. – с. 323-328. ISBN 978-83-7207-958-9
5. Класифікація зображень фазового портрета при аналізі поведінки динамічних систем / А.В Карпухін, А.В. Гороховатський // Біоніка інтелекту: наук.-техн. журнал. – 2011. – № 1 (75). – С. 52–55.
6. Кононенко В. О., Плахтиенко Н П. Методы идентификации механических нелинейных колебательных систем– К.: Наук, думка, 1976. – 114 с.
7. Меньшиков Ю.Л. Идентификация внешних воздействий./ Меньшиков Ю.Л., Поляков Н.В– Днепропетровск.: Наука и образование, 2009. – 188с.
8. Никульчев Е. В. Геометрический подход к моделированию нелинейных систем по экспериментальным данням./ Никульчев Е. В. — М.: МГУП, 2007.— 162 с. ISBN 978–5–8122–0926–1
9. Фершинг Г. Основы аэроупругости. – М.: Машиностроение, 1984. – 600 с.

**УДК 624.072.2.014.2-413**

# МОДЕЛИ ПРОЧНОСТЬ И МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК С ГИБКОЙ СТЕНКОЙ

# STRENGTH AND LOCAL STABILITY MODELS OF THIN-WALLED GIRDER

*д.т.н., проф.* ***Волкова В.Е.*** *(Национальный горный университет, г. Днепропетровск), аспирант* ***Ковальчук А.А.*** *(Днепропетровский национальный университет железнодорожный транспорта имени академика В. Лазаряна, г. Днепропетровск)*

*Dr. Professor* ***Volkova V.E.*** *(National Mining University, Dnepropetrovsk), postgraduate* ***Koval'chuk G.O.*** *(Dnepropetrovsk National University of the Railway Transport named after acad. V. Lazaryan, Dnepropetrovsk)*

**Аннотация**

Рассмотрены инженерные методы расчета на прочность и местную устойчивость балок с гибкой стенкой, применяемые в нормативных документах Украины и Европы. Выполнен анализ расчетных моделей и представлено сравнение основных параметров моделей.

**Summary**

The engineering design methods of strength and local stability of thin-walled girder which are used in the normative documents of Ukraine and Europe were considered. The analysis of design models was done and comparison of general model's parameters is carried out.

## Введение

Основной особенностью балок с гибкой стенкой является их способность воспринимать нагрузку и после потери устойчивости. Это явление исследовалось в работах Г. Вагнера, В. И. Стригунова, Б. М. Броуде [1]. В основе современных норм проектирования балок с гибкой стенкой заложен метод К. Баслера.

Ниже приведено сравнение расчетных моделей и методик проектирования балок с гибкой стенкой, используемые в нормативных документах Украины [2,3] и Европы [4,5].

**Расчет балок с гибкой стенкой согласно ДБН В.2.6-163:2010 и СНиП II-23-81***

Согласно нормативным документам Украины [2,3] балки симметричного двутаврового сечения с относительной гибкостью стенки $\bar{\lambda}_w < 6$ рассчитываются в пределах упругих деформаций, а локальные неупругие деформации в стенки учитываются увеличением расчетного сопротивления на 15%. Балки с относительной гибкостью от 6 до 13 относятся к балкам с гибкой стенкой, их расчет выполняется с учетом закритической стадии работы стенки.

В соответствии с ДБН [3] конструкции разделены на классы в зависимости от принятого напряженно-деформированного состояния. Балки с гибкой стенкой не выделены в отдельный класс конструкций, однако могут быть отнесены ко второму классу, допуская упруго-пластическую работу на отдельных участках конструкции.

В СНиП [2] приведены требования по проектированию балок с гибкой стенкой, укрепленные поперечными ребрами жесткости.

Прочность таких балок необходимо проверять по формуле

$$\left(M/M_u\right)^4 + \left(Q/Q_u\right)^4 \le 1, \qquad (1)$$

где $M$ и $Q$ – расчетные значения момента и поперечной силы в рассматриваемом сечении; $M_u$ и $Q_u$ – предельные значения момента и поперечной силы, определяется по формулам:

$$M_u = R_y A_w{}^2 \left[ \frac{A_f}{th} + \frac{0{,}85}{\bar{\lambda}_w}\left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w}\right)\right], \qquad (2)$$

$$Q_u = R_s A_w \left[ \frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3{,}3\left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s}\right)\frac{\beta\mu}{1+\mu^2}\right], \qquad (3)$$

$A_w$ и $A_f$ – площади сечений стенки и поясов; $\tau_{cr}$ – критическое касательное напряжение для балок с гибкостью до 6; $\beta = c_o/a$ – коэффициент, учитывающий геометрические параметры отсека стенки [6], работающего в закритической стадии; $\mu = a/h$ – соотношение размеров отсека.

Предельное значение поперечной силы состоит из поперечной силы критической нагрузки $Q_{u1} = A_w \tau_{cr}$ и дополнительной силы, возникающей в закритической стадии $Q_{u2} = 3{,}3(R_s A_w - \tau_{cr} A_w)\frac{\beta\mu}{1+\mu^2}$.

Из этого следует, что влияние поперечных ребер жесткости на предельное значение поперечной силы характеризуется их шагом и зависит от геометрических размеров отсека.

**Расчет балок с гибкой стенкой согласно EN 1993-1-1 и EN 1993-1-5**

В нормативных документах EN [4] выделены четыре класса поперечных сечений, их классификация зависимости от соотношения ширины и толщины рассматриваемого элемента в его сжатой зоне, а также от предела текучести материала.

Поперечное сечение балки с гибкой стенкой, допускает потерю местной устойчивости, которая происходит перед достижением предела текучести. Данная особенность поведения стенки балки с гибкой стенкой, позволяет отнести их к 4 классу поперечных сечений согласно EN 1993-1-1 [4, 5.5.1].

В расчете поперечного сечения 4 класса используется эффективная ширина сжатых частей, определяемая согласно EN [5] по формуле

$$A_{c,eff} = \rho A_c, \tag{4}$$

где $\rho$ - понижающий коэффициент зависящий от условной гибкости пластины $\lambda_\rho = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}}$ .

Характеристики эффективного поперечного сечения учитываются в расчете, снижая несущую способность балки.

Так согласно EN [4] для определения расчетного значения несущей способности на изгиб поперечного сечения 4 класса в формуле (5) используется $W_{eff,\min}$ - минимальный момент сопротивления эффективного поперечного сечения.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,\min}}{\gamma_{M0}} \tag{5}$$

Расчет несущей способности на сдвиг, учитывающий потерю местной устойчивости стенки в EN [5] определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}, \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}, \tag{6}$$

где $V_{bw,Rd}$ – сопротивление сдвигу стенки; $V_{bf,Rd}$ – сопротивление сдвигу поясов; $\gamma_{M1}$ – частный коэффициент безопасности; $\eta$ – коэффициент для площади сдвига (согласно EN [4] $\eta = 1,2$ для сортов стали до S460).

В поперечном сечении двутавровой балки на сдвиг преимущественно работает стенка балки, поэтому для анализа несущей способности на сдвиг рассмотрим первое слагаемое в формуле (6), которое определяется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \quad (7)$$

где $\chi_w$ – коэффициент потери устойчивости при сдвиге, который зависит от конструктивного решения опорной части балки (табл. 5.1. в [4]).

Особое внимание необходимо уделить приопорному участку балки подверженного сдвигу. В EN приведена классификация конструктивных решений опорных частей балки: без элементов жесткости на опоре, с жестко опорной частью, с гибкой опорной частью.

Хотя в отечественных нормах не учитывается влияние конструкции опорного узла на значение предельной поперечной нагрузки, Руководство [7] рекомендует устройство дополнительного ребра жесткости в опорной зоне для балок с гибкой стенкой на расстоянии $60-80t_w$ от опоры. Таким образом, для расчета согласно EN необходимо принимать конструктивное решение с жесткой опорной частью. В таком случае опорная часть балки рассчитывается как короткая балка, воспринимающая продольные напряжения в плоскости стенки. При этом условие по расположению дополнительного ребра $e > 0{,}1/h_w$ соблюдается.

Есть альтернативный способом расчета балок с гибкой стенкой согласно EN. После потери местной устойчивости балки с гибкой стенкой, предпочтительнее выполнять анализ второго порядка, учитывающий влияние деформаций конструкции. В таком случае проверка устойчивости балок необходимо производить с учетом несовершенств. Используя форму потери устойчивости конструкции в упругой стадии можно получить «начальные» общие и местные несовершенства для анализа второго порядка. Данный метод расчета требует внимательного анализа и дальнейшего изучения.

**Результаты**

Рассмотрим приопорный участок в котором стенка балки воспринимает преимущественно поперечную силу. В таком случае, к основным параметрам моделей прочности и местной устойчивости балок с гибкой стенкой относится условная гибкость стенки,

предельное и критическое значения поперечной силы, возникающей в крайнем отсеке балки.

Для сравнения моделей по нормативным документам Украины и Европы принят коэффициент несущей способности $K_Q$, равный отношению предельного значения поперечной силы к его расчетному значению:

$$K_Q = Q_{предел} / Q_{расчет} \tag{8}$$

где $Q_{предел}$ – предельное значение поперечной силы в рассматриваемом сечении; $Q_{расчет} = Rs \cdot A_w$ – расчетное значение поперечной силы.

На рисунке 4 представлен график сравнения коэффициента $K_Q$ в зависимости от условной гибкости стенки. Соотношение размеров отсека принято $a/h_w = 1$.

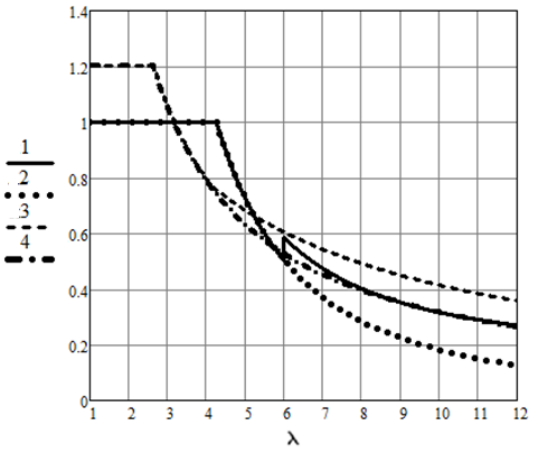



Рисунок 4. Зависимость коэффициента $K_Q$ от условной гибкости стенки:

1 – по СНиП для балок с гибкой стенкой,
2 – по СНиП для обычных балок,
3 – по EN при наличии жесткой опорной части,
4 –по EN при гибкой опорной части.

Плавность изменяется при $\lambda = 6$, наблюдается многозначность коэффициента несущей способности $K_Q$.

В диапазоне от 7 до 12 значения коэффициента $K_Q$ по Руководству [6,7] и EN [5] близки, в случае жесткого решения опорного узла.

Для балок с гибкой опорной частью значение коэффициента несущей способности выше при гибкости в диапазоне 4-12 чем для балок с жесткой опорной частью.

Зависимости используемые для вычисления критической нагрузки балок с обычной стенкой дает заниженные значения коэффициента $K_Q$ в диапазоне гибкости от 6 до 12 по сравнению с значениями полученными по методике Руководства [7] для балок с гибкой стенкой. Отметим, что для $\lambda = 12$ коэффициент $K_Q$ для балок с обычной стенкой составляет 60% от $K_Q$ для балок с гибкой стенкой.

*Список литературы:*


1. Броуде, Б. М. О закритическом поведении гибких стенок стальных стержней [Текст] / Б. М. Броуде // Строительная механика и расчет сооружений. – 1976. – С. 7 – 12.
2. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Часть II. Нормы проектирования. Глава 23. Стальные конструкции [Текст]. – [Действующий с 14 августа 1981 г.]. – М. : Центральный институт типового проектирования, 1991. – 96 с.
3. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення монтажу [Текст]. – Чинні від 2011-12-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с.
4. EN 1993-1-1:2003. EUROCODE 3. Design of Steel Structures. Part 1.1 : General rules and rules for buildings / European Committee for Standardization CEN, Brussels, 2003. – 90 p.
5. EN 1993-1-5:2003. EUROCODE 3. Design of Steel Structures. Part 1.5 : Plated structural elements / European Committee for Standardization CEN, Brussels, 2003. – 53 p.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») [Текст] / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстрой СССР, 1989. – 148 с.
7. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок. – М/ : ЦНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР, 1977. – 28 с.
8. Перельмутер А. В. Устойчивость равновесие конструкций и родственные проблемы [Текст]. Том 3 / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – М. : Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 400 с.

**624.014**

# ЭФФЕКТИВНЫЕ ЭЛЕКТРОСЕТЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ МНОГОГРАННЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ СТОЕК

## THE EFFECTIVE ELECTRONETWORK STRUCTURES ON BASIS OF POLYGONAL COMPOSITE POLES

*К.т.н., доцент кафедры металлических конструкций* ***И.М. Гаранжа*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*

*Ph.D., associat. professor of steel structures department* ***I.M. Garanzha*** *(Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*

**Аннотация**

Данная статья посвящена перспективам применения многогранных трубобетонных конструкций для опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) с целью повышения эффективности их работы. На сегодняшний день остро стоят проблемы эстетики и землеотвода под ВЛ, особенно в городских условиях. В связи с чем, появляется необходимость создания новых конструктивных решений опор, позволяющих не только вышеупомянутые проблемы, но и обеспечить бесперебойную подачу электроэнергии потребителям.

**Abstrakt**

This article is devoted prospects of application polygonal composite structures of overhead power lines (OHPL) supports for the purpose of increase their efficiency work. For today sharply there are problems of aesthetics and землеотвода under OHPL, especially in cities. In this connection there is a necessity of creation new constructive decisions of the supports allowing not only aforementioned problems, but also to provide an uninterrupted electricity supply to consumers.

**Актуальность проблемы**

В настоящее время в Украине эксплуатируется более 1 млн. км. ВЛ и соответствующих электрических подстанций, эффективность работы которых зависит не только от мощности генерации, но также в значительной степени от стабильности и экономичности передачи электроэнергии потребителям. Кроме того ВЛ являются наиболее дешевым способом передачи электроэнергии для класса напряжений 6-330 кВ, а для 500кВ и выше – практически единственным.

За последние 13 лет на территориях Украины и России произошел ряд аварий на ВЛ, приведший к выходу из строя тысячи километ-

ров линий, что повлекло за собой коллосальные убытки. В качестве основных причин следует выделить следующие:

– несовершенства методик определения климатических (гололедно-ветровых нагрузок);

– существенные недостатки эксплуатируемых металлических опор ( высокая уязвимость при каскадных разрушениях; ослабление элементов пояса и решетки опоры в местах болтовых соединений; нерациональное использование материала элементов выполненных из углового профиля, вследствие нарушения принципа равноустойчивости при осевых нагрузках).

В связи с чем, вопрос непрерывного электроснабжения селитебных территорий, промышленных районов и рекреационных зон всегда занимает особое место в экономиках стран мира, в том числе в Украине и России. Безусловно, решение вышеупомянутой задачи невозможно без широкого применения на ВЛ новых технологий и материалов, т.к. современные технические требования к конструкциям нового поколения, предусматривает повышение сроков службы и надежности, снижение сроков и трудоемкости строительства и затрат на их эксплуатацию.

Особенно остро стоят вопросы городского землеиспользования и эстетики ВЛ (особенно для мегаполисов), а также согласования на их строительство или реконструкцию удовлетворяющие требованиям городских землевладельцев, эксплуатирующих и управляющих организаций.

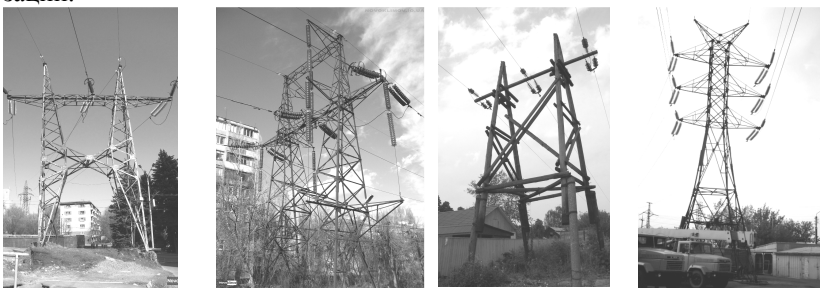


Рис. 1. Существующие ВЛ на городской территории

**Цели и задачи исследований**

В связи с вышеупомянутой ситуацией в энергосистеме Украины на базе Донбасской национальной академии строительства и архитектуры проводится обширная научная работу, **цель** которой повышение механической, эксплуатационной надежности, долговечности и экономичности электросетевых конструкций (в частности опор ВЛ на-

пряжением 6-330кВ) с применением новых конструктивных материалов и решений.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

– разработать новые конструктивные решения опор ВЛ;

– совершенствовать методики определения климатических нагрузок на ВЛ.

В данной статье внимание акцентируется на создание новых трубобетонных опор, в основе которых лежат уже апробированные на практике металлические многогранные гнутые стойки (МГС) [1].

**Зарубежный опыт применения трубобетонных конструкций в электросетевом строительстве**

О первом опыте применения трубобетонных конструкций в электросетевом строительстве было упомянуто еще в 1947 году, когда в горном районе Швейцарии была построена первая ВЛ на решетчатых опорах из трубобетонных элементов (рис. 2), которая с экономической и механической точки зрения оказалась целесообразнее аналогов, выполненных на основе классических бетонных и металлических решетчатых опор [2].

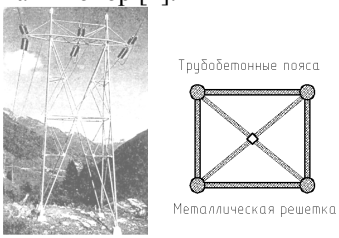



Рис. 2. Решетчатая опора ВЛ 150 кВ из трубобетонных элементов

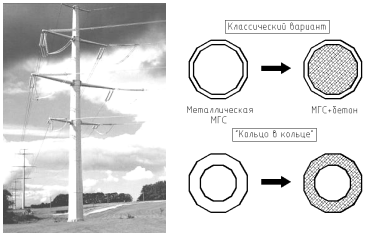



Рис. 3. Опора на основе МГС ВЛ 220 кВ, с перспективой модификации в трубобетонную

Поэтому для обеспечения эффективной работы ВЛ различных классов напряжений, с учетом повышенных к ним технических и эксплуатационных требований, несомненно, необходима новая модификация конструктивных решений опор. В первую очередь это позволит, повысить качество проектных решений при строительстве новых или при реконструкции существующих ВЛ, что, естественно, повлечет за собой снижение материальных затрат на их создание и эксплуатацию.

**Особенности трубобетонных опор ВЛ** [3]

Перспективность применения трубобетона в электросетевом строительстве в первую очередь связана с их конструктивными особенностями (достоинствами), которые выражающиеся в следующем:

– металлическая труба выполняет одновременно функции продольного и поперечного армирования;

– за счет обжатия бетона металлической оболочкой (трубой) резко приостанавливается развитие микротрещин в бетоне, что позволяет ему выдерживать напряжения, существенно превышающие его призменную прочность;

– металлическая труба, заполненная бетоном, в большей степени защищена от потери общей и местной устойчивости;

– в предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно (как, например, железобетонные), а длительное время могут выдерживать нагрузки при значительном развитии деформаций;

– трубобетонные элементы сохраняют все преимущества рациональных трубчатых металлических конструкций, которые все чаще и шире применяются в практике строительства, а именно минимальное количества сварочных работ и дополнительных элементов при их соединении (безфасоночные соединения);

– не ограниченная область применения трубобетона – при повышенных температурно-влажностных режимах, в агрессивной среде, при больших пролетах линий и высотах опор и т.д.

В качестве наиболее возможного недостатка трубобетонных опор, наверное, следует выделить снижение их гибкости, особенно в сравнении с опорами на основе металлических МГС, что в свою очередь может отразиться на качестве их работы в аварийных режимах (при обрыве провода или грозозащитного троса). Следовательно, необходимо изучение изменений механических свойств трубобетонных опор ВЛ, с учетом различных пропорций заполнения ствола бетоном.

Очень важной особенностью трубобетонных конструкций в целом и для электросетевых конструкций в частности является их изготовление (технология бетонирования). Рассматривая в качестве базиса МГС, имеющих форму усеченного конуса, можно сделать вывод о практической невозможности их бетонирование в заводских условиях. Поэтому на сегодняшний день единственным возможным вариантом изготовления трубобетонных опор ВЛ является их непосредственное бетонирование в процессе монтажа.

На первый взгляд такая технология создания трубобетонных конструкций кажется очень трудоемкой и технически сложной, особенно для ВЛ магистрального типа, у которых опоры могут достигать высотой до 40 метров. Кроме того, остро стоит вопрос качества заполняемости многогранных стволов опор бетоном. Поэтому для устранения возможных негативных моментов монтажа предлагается две технологических схемы с применением бетона подвижной самоуплот-

няющейся бетонной смеси с суперпластификаторами [4, 5] вместо классического тяжелого бетона. В качестве особенностей предлагаемого материала следует выделить качественное заполнение внутренней полости МГС, отсутствие необходимости в вибрировании при монтаже, а также соизмеримость по стоимости с классическим бетоном.

В зависимости от класса напряжения ВЛ (т.е. от высотных характеристик конструкций опор) технологические схемы их бетонирования подразделяются на бетонирование целиком смонтированного ствола из МГС для опор высотой до 10м (рис. 4а) и, соответственно, посекционное бетонирование для опор высотой свыше 10м (рис. 4б).

а) б)

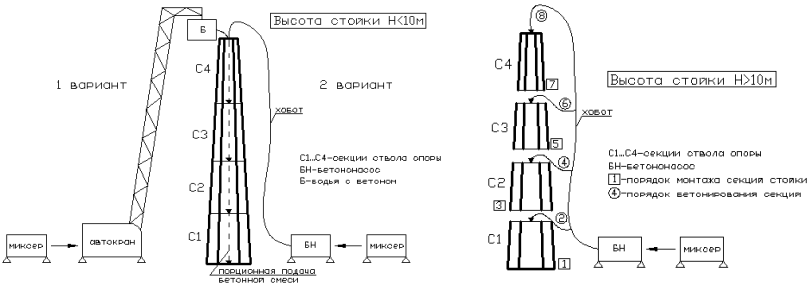



Рис. 4 Способы бетонирования ствола опоры:
а) при высоте стойки H ≤ 10м; б) при высоте стойки H > 10м;

**Предварительный технико-экономический анализ предлагаемых трубобетонных опор**

В первом приближении технико-экономическое сравнение выполнено по критериям материалоемкости и стоимости изготовления конструкций для нескольких типов стоек под опоры ВЛ. Все рассматриваемые варианты принимались с одинаковыми геометрическими параметрами (высоты и поперечного сечения). Для сравнения приняты

– бетонная центрифугированная стойка СК22 (тип 1);
– металлическая многогранная стойка (тип 2);
– МГС с самоуплотняющейся смесью (тип 3);
– МГС «кольцо в кольце» с самоуплотняющейся смесью (тип 4).

При расчете вышеупомянутых технико-экономических критериев приняты расценки заводов-изготовителей в гривнах по состоянию на 01.03.2013 года (см. табл. 1).

*Таблица 1* – Сравнительные технико-экономические характеристики стоек

| Тип стоек | Необходимая толщина стенки, мм | Марка стали, класс бетона | Материалоемкость | | Стоимость изготовления, грн. | $\Delta_{изг}$, % |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | сталь, кг | бетон, $м^3$ | | |
| 1 | - | В40 ВСт3 | 571,1 | 2,517 | 20000 | - |
| 2 | 3…6 | С245 | 1491,6 | - | 29920 | 33,1 |
| 3 | 3…4 | С245 В12,5 | 0,91 | 4,98 | 21470 | 6,8 |
| 4 | 2 | С245 В12,5 | 1938,9 | 1,63 | 39862 | 100 |

**Выводы**

1**.** Необходимость создания новых модификаций опор обусловлена на сегодняшний день вопросами эстетики, землеиспользования и соблюдением технико-электрических требований к ВЛ.

2. Применение трубобетона для стоек опор ВЛ позволит существенно снизить металлоемкость и в некоторой степени их стоимость.

3. Предлагаемые трубобетонные решения опор ВЛ на основе МГС позволят, создать базу для модификации ВЛ в городских, промышленных и рекреационных территориях.

4. Использование самоуплотняющихся бетонных смесей в качестве заполнителя опор позволит сократить трудоемкость и стоимость их монтажа и соответственно повысить качество конструкций.

*Список литературы:*

1. Многогранные гнутые стойки: материалы II международной конференции, (Николаевка, 2007г.) – Днепропетровск:[б.и.], 2007. – 312с.

2. Eggemann H. Simplified Design of Composite Columns, Based on a Comparative Study of the Development of Building Regulations in Germany and the United States, Berlin, Industrial Journal, 2003.– p.11–23.

3. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 80с.

4. Зайченко Н.М., Губарь В.Н., Белый Е.А. Тонкозернистая сухая бетонная смесь наливного типа с комбинированным органо-минеральным модификатором на основе отходов промышленности. – Макеевка: Вісник ДонНАСА. – Вип. 2011-1 (85).– С. 63-72.

УДК 624.016.5

# ИЗ ОПЫТА РЕКОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

## FROM EXPERIENCE OF RECONSTRUCTION OF FRAMEWORK BUILDING

*к.т.н., доцент* ***Гилодо А.Ю****. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

*Ph.D., associat. professor of steel structures department* ***Gilodo A****. (the Odessa State Academy of Building and Architecture)*

**Аннотация**

Рассмотрены методы усиления недостроенного каркасного здания из сборного железобетона, после большого перерыва в строительстве, с серьёзными повреждениями и дефектами в несущих конструкциях. Проектирование усиления стальными обоймами узлов соединения колонн и ригелей осуществляется на основании выработанных отечественным и зарубежным опытом строительства норм и правил, гарантирующих сейсмостойкость зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

**Summary**

The methods of strengthening of unfinished framework building are considered from the collapsible reinforced concrete, after a large interruption in building, with serious damages and defects in bearing constructions. Planning of of of of strengthening of knots of connection of columns and ригелей of of of steel holders is carried out on the basis of mine - out by domestic and foreign experience of building of norms and rules, guaranteeing seismic resistance building and building in districts with seismicity 7, 8 and 9 bulk - tankers.

В связи с вводом в действие ДБН.В.1.1-12:2006 «Строительство в сейсмических районах Украины» старые здания перестали отвечать новым требованиям сейсмостойкости. Отдельная проблема - ввод в эксплуатацию объектов долгостроя. Большие средства, затраченные на их возведение, делают нецелесообразным полный демонтаж. В то же время для безопасной эксплуатации необходимо выполнить комплекс

конструктивных мероприятий по усилению основных несущих конструкций.

В 1986г. в посёлке Черноморское, Коминтерновского района, Одесской области было начато возведение трёхэтажного здания школы с подвалом и чердаком. Строительно-монтажные работы осуществлялись с 1986 по 1996г., однако строительство не было закончено. После длительного перерыва, в 2005г. строительство было продолжено, но не завершено. С момента приостановки строительства и до настоящего времени здание не отапливалось, консервация как всего здания, так и отдельных конструкций не производилась.

Пространственная жёсткость и устойчивость здания обеспечиваются совместной работой сборных железобетонных рам каркаса и диафрагм жёсткости, объединённых горизонтальными дисками железобетонных перекрытий, выполненных из многопустотных плит.

Конструкции, используемые при строительстве, имели ряд существенных дефектов и повреждений: в плитах перекрытий, колоннах и ригелях зафиксировано отсутствие защитного слоя бетона. Строительные работы выполнялись с грубыми нарушениями технологии: - блочная и кирпичная кладка стен и перегородок выполнена во многих местах без перевязки, завышена толщина швов кирпичной кладки, лестничные марши опёрты на дополнительный ряд кирпичей, выложенный без перевязки с основной кладкой, в качестве доборных использованы фрагменты многопустотных плит перекрытий, стыки ригелей и колонн не оббетонированы, узлы диафрагм жёсткости и колонн не заварены, стены не связаны с колоннами, вместо железобетонных диафрагм выполнены кирпичные с монолитными железобетонными обвязочными балками, стыки арматуры колонн выполнены ручной сваркой с использованием накладок в виде арматурных коротышей, бетонные перемычки в стенах на отдельных участках опёрты на кирпичные столбики в пол кирпича, опорные кирпичные стенки под нижние марши лестничных клеток не имеют фундаментов, получили недопустимые осадки, крены и трещины.

Дополнительно к дефектам, многолетнее негативное воздействие окружающей среды и действия вандалов на незаконсервированное здание привели к появлению следующих повреждений: кирпичная кладка стен во многих местах разрушена на глубину до 140мм, зафиксированы трещины на

участках заштукатуренных стен, часть внутренних стен и перегородок разрушена, арматура колонн, ригелей и плит перекрытий корродирует. В целом, общее техническое состояние объекта обследования, характеризуется, как «неудовлетворительное».

Причинами выявленных дефектов и повреждений являются: применение бракованных строительных конструкций, нарушение технологии производства работ при кладке стен и при монтаже сборных конструкций и устройстве монолитных участков, а также периодическое замокание и попеременное замораживание - оттаивание в зимний период бетона сборных конструкций и монолитных участков вследствие чего под воздействием коррозии разрушены защитные слои бетона и повреждена поверхность арматуры. Также при проектировании не могло быть учтено повышение уровня сейсмичности района строительства до 7 баллов.

Несмотря на указанные недостатки, основные элементы каркаса: фундаменты, колонны, ригели и плиты перекрытий возведены. И с учётом самонесущих стен составляют основной объём строительно - монтажных работ по школе. Поэтому завершение строительства при сохранении возведённых конструкций несомненно даст значительный экономический эффект.

Для обеспечения несущей способности каркаса, повышения конструктивной сейсмостойкости обследуемого здания и завершения строительства здания школы необходимо провести комплекс ремонтно - восстановительных работ, включающий антисейсмические мероприятия, учитывающие требования соответствующих норм в степени, позволяющей использовать возведенные конструкции без проведения существенных демонтажных работ и возведения нового здания. Специфической особенностью рассматриваемого каркаса являются шарнирные узловые сопряжения колонн с ригелями в поперечном направлении и с плитами с продольном. Восприятие сейсмических воздействий происходит только путём включения в работу диафрагм жёсткости, усилия на которые передаются жёстким диском перекрытий. Для повышения прочности поперечных диафрагм наиболе эффективным способом яляется превращение шарнирных узлов сопряжения ригелей с колоннами в жёсткие неподатливые узлы, способные воспринимать

горизонтальные нагрузки, разгружать диафрагмы и предотвращать их разрушение при сейсмическом толчке. После выполнения расчёта в программном комплексе SCAD и определения усилий в узлах каркаса, был предложен метод усиления, основой которого стало проектное решение, разработанное ЦНИИПРОМЗДАНИЙ [5]. К стальной обойме колонны, выполненной из уголков 100х8мм на планках, крепится стальная обойма ригеля из уголков 100х8мм и стальных тяжей Ø16мм. Затем зона усиления оббетонируется.

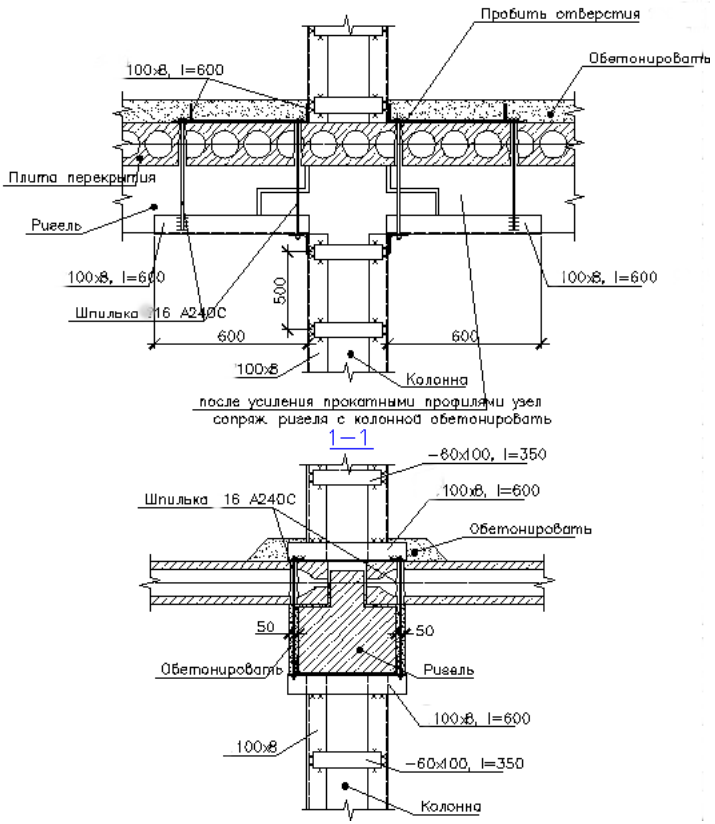



Рис. 1. Преобразование шарнирных узлов сопряжения ригелей с колоннами в жёсткие

Такое решение при приварке нижних уголков позволяет воспринимать и положительные опорные моменты. Вертикальные шпильки-хомуты обеспечат восприятие

возможного увеличения поперечечной силы и улучшат анкеровку продольных стержней (см. Рис. 1).

Для обеспечения нормальной эксплуатации здания необходимо также устранить обнаруженные при обследовании дефекты строительных контсрукций:

- обеспечить надёжное опирание лестничных площадок путём усиления продольных стен лестничных клеток пристенными стальными обоймами из прокатных швеллеров, стянутых сквозными шпильками на болтах Усиление стен выполнить на всю высоту здания с опиранием обойм на ленточный фундамент;
- доборные плиты перекрытий с трещинами и плиты перекрытий с прогибами, превышающими нормативные до нагружения полезной нагрузкой, демонтировать и восстановить участки перекрытия мнолитными железобетонными плитами по стальным прокатным балкам.

Реконструкция шарнирных узлов сопряжения ригелей с колоннами с использованием стальных обойм из прокатных профилей – надёжный метод повышения сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий.

*Список литературы*


1. ДБН В.2.6-98 2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
2. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи», К., 2006г.
3. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України». К., 2006г.
4. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».
5. Серия 0.00-2.96с «Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-5 Каркасные общественные здания. Материалы для проектирования».

**УДК 624.072.002.2**

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОСЛЕ РАЗГРУЗКИ И ВЫРАВНИВАНИЯ

## DETERMINATION OF RESIDUAL STRESSES IN STEEL CONSTRUCTIONS AFTER UNLOADING AND SMOOTHING

*д.т.н., проф.* ***Голоднов А.И.*** *(ООО Украинский институт стальных конструкций имени В.Н.Шимановского, г. Киев), ассистент* ***Скребцов С.И.****, аспирант* ***Иванов Б.В.*** *(Луганский национальный аграрный университет)*

*Dr. Professor* ***Golodnov A.I.*** *(LTD V. Shimanovsky Ukrsteelconstruction, Kyiv), candidate of engineering sciences, assistant* ***Skrebtsov S.I****., graduate student* ***Ivanov B.V.*** *(Luhansk national agrarian university)*

**Аннотация**

Изложена методика исследований остаточных напряжений, которые возникают в сварных конструкциях после нагружения и разгрузки. Даны предложения по выравниванию конструкций путем наплавки валиков. Предложена методика оценки напряженно-деформированного состояния конструкций после выравнивания.

**Annotation**

Methodology of researches of residual stresses which arise up in weldments after a ladening and unloading is expounded. Suggestions are given on smoothing of constructions by beading. Methodology of estimation of the tensely-deformed state of constructions is offered after smoothing.

**Введение. Постановка проблемы.** В процессе нагружения и последующей разгрузки, особенно после перехода материала в пластическое состояние, в конструкциях возникает остаточное напряженное состояние (ОНС), которое сопровождается остаточным выгибом. Очевидно, что дальнейшая надежная эксплуатация конструкций при нагружении возможна после исключения остаточного выгиба путем выравнивания. Способов выравнивания, включая усиление путем наращивания сечения, существует много, однако не все способы можно применить к реальным конструкциям. В

частности, не всегда удается увеличить сечение из-за стесненности или наличия оборудования рядом с конструкцией. К тому же приварка элементов усиления способствует изменению ОНС, что может существенно отразиться на несущей способности конструкций. Это обстоятельство особенно важно учитывать при проектировании усиления строительных конструкций [1].

Методика экспериментальных исследований разработана для получения данных о характере распределения остаточных напряжений (ОН) в сечениях сварных конструкций после нагружения и разгрузки, остаточных выгибов, обоснования возможности выравнивания конструкций путем наплавки сварных швов и оценки влияния последствий такого выравнивания на несущую способность стальных элементов.

**Цель работы** – экспериментальное определение ОН в стальных конструкциях после нагружения и разгрузки разрушающим методом (путем разрезки в поперечном направлении) и обоснования возможности выравнивания конструкций путем наплавки сварных швов на выпуклых кромках.

**Основная часть.** В качестве образцов для экспериментального изучения распределения ОН после нагружения и разгрузки, а также выравнивания путем наплавки сварных швов и последующей оценки такого вида регулирования ОНС на несущую способность конструкций были приняты экспериментальные образцы, которые были испытаны на устойчивость [2]. Они были изготовлены путем распиловки прокатных двутавров №12 по ГОСТ 8239-89 на мерные длины: 800, 1200 и 1400 мм. Всего было изготовлено 3 серии по 4 образца в каждой. В пределах серии каждый образец имел разную длину наплавленного шва в центральной части, а именно 0,2, 0,4 и 0,6 длины элемента. Кроме этого, в первой и третьей сериях были использованы образцы без наплавленных валиков, т.е. без регулирования ОНС (контрольные образцы). Образцы длиной 800 мм и 1200 мм были изготовлены из одной партии металла. Образцы длиной 1400 мм были изготовлены из двух партий металла: в образцах первой партии длина наплавленного валика была 0,2 и 0,4 длины элемента, а в образцах второй партии – 0,6 длины элемента и без наплавки. Два образца из металла первой партии длиной 600 мм были предназначены для определения ОНС в сечениях колонн до и после наплавки валиков на части длины. Регулирование ОНС было выполнено в средней части длины элементов путем наплавки валиков по кромкам поясов. Наплавка валиков выполнена полуавтоматом в среде углекислого газа. Для этого была использована сварочная

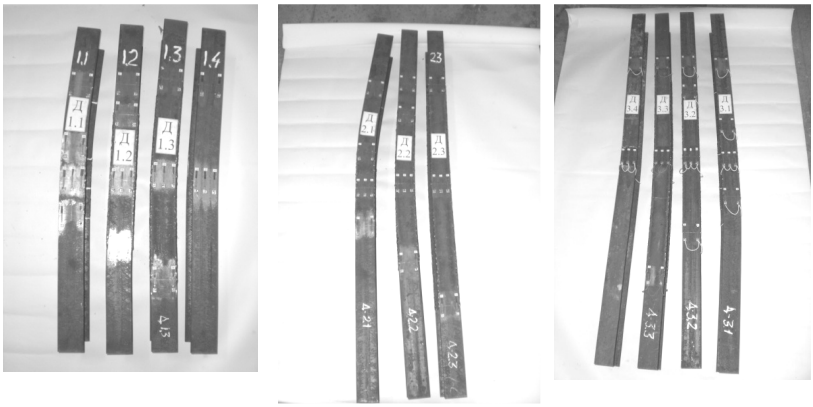
проволока диаметром 0,8 мм, сила тока 90А, вид тока – постоянный. Отклонения по длине элементов не превышали ±5 мм.

Для выполнения поставленных задач при испытаниях образцов двутаврового сечения на устойчивость в плоскости меньшей жесткости была разработана и изготовлена соответствующая оснастка и съемные опорные приспособления, с помощью которых оказалось возможным выполнить центрирование элемента или создать заданный эксцентриситет. Испытания проводились с эксцентриситетом 10 мм. Такой эксцентриситет принят с целью контроля направления изгиба при приложении нагрузки. Линейные перемещения образцов определялись индикаторами часового типа ИЧ-10 в двух горизонтальных направлениях в верхнем и нижнем закреплении. В центре для определения перемещений были установлены три прогибомера ПАО-6, в т.ч. один – для измерения перемещений в плоскости меньшей жесткости и два в плоскости большей жесткости по двум сторонам элемента. Показания тензорезисторов сопротивления снимались с помощью системы СИИТ-3.

Проведение испытаний каждого образца выполнялось в такой последовательности:

- образец устанавливался в исходное положение;
- с помощью индикаторов ИЧ-10 выставлялся эксцентриситет приложения нагрузки;
- выполнялся съем начальных показаний по приборам ПАО-6 и СИИТ-3 без нагрузки;
- образец загружался начальной нагрузкой для проверки работоспособности приборов и качества центрирования;
- после проверки работоспособности приборов и качества центрирования выполнялось поэтапное нагружение с выдержкой на каждом этапе. Для образцов серии Д-3 ($\lambda = 111$) нагружение выполнялось этапами по 800 кг до нагрузки 8 т и дальше этапами по 400 кг до потери устойчивости. Для образцов серий Д-1 ($\lambda = 67$) и Д-2 ($\lambda = 96$) нагружение выполнялось следующим образом: первый этап 5 т, потом этапами по 2 т до нагрузки 13 и 11 т (соответственно для образцов Д-1 и Д-2). После достижения величин 13 и 11 тонн этапная нагрузка снижалась и составляла 1 тонну до потери несущей способности;
- на каждом этапе нагружения снимались показания по приборам;
- для контроля хода эксперимента по показателям ПАО-6 и шкалы пресса строился график зависимости «нагрузка-прогиб», а также строились эпюры напряжений в сечениях по данным СИИТ-3 (перевод показаний прибора в напряжения выполнен с помощью коэффициента

тензочувствительности, величина которого была определена по результатам тарирования на балке равного сопротивления);
- эксперимент продолжался до потери образцом несущей способности (в качестве критерия исчерпания несущей способности был принят рост прогибов без увеличения нагрузки);
- по окончании эксперимента для всех образцов было выполнено сравнение результатов для каждой серии и по всем сериям в целом.
Общий вид всех испытанных образцов приведен на рис. 1.




а) б) в)

Рис. 1. Общий вид образцов после испытаний на сжатие:
а) – образцы серии Д-1;
б) – образцы серии Д-2;
в) – образцы серии Д-3

После проведенных испытаний на сжатие образцы были осмотрены и измерены с целью определения остаточных выгибов. Были отобраны образцы для испытаний на определение ОНС (наиболее деформированные образцы в каждой серии в количестве 1 шт.) разрушающим методом. Остальные образцы были выровнены путем наплавки холостых валиков по растянутым кромкам. Длина сварного шва была определена по методике, изложенной в работе [1].
Все операции по подготовке образца к испытанию на определение ОНС планируется проводить в такой последовательности:

- разметить места наклейки тензорезисторов;
- зачистить размеченные места шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;

- обезжирить зачищенные места (обезжиривание поверхности ацетоном проводить до тех пор, пока на тампоне из белой ваты не останется следов грязи и ржавчины);
- сгруппировать и наклеить тензорезисторы;
- выполнить коммутацию и проверку работоспособности электрических цепей.

Деформации образцов при определении ОНС планируется определять в такой последовательности.

1. В местах определения деформаций наклеить проволочные тензорезисторы сопротивления.
2. Тензорезисторы подключить к регистрирующей аппаратуре и выполнить съем начальных результатов (при этом за основу схемы и соединения тензорезисторов принять полумостовую схему с двумя компенсационными сопротивлениями при поочередном подключении активных датчиков). В качестве регистрирующей аппаратуры использовать систему тензометрическую СИИТ-3.
3. Произвести разрезку участка пояса с одной стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и произвести съем показаний по прибору СИИТ-3.
4. Произвести разрезку участка пояса с другой стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и произвести последующий съем показаний по прибору СИИТ-3.
5. После роспуска поясов произвести поперечную разрезку стенки двутавра с поэтапным снятием отсчетов по прибору СИИТ-3 в пределах одного тензорезистора.

После каждого этапа выдерживать паузу продолжительностью 15–20 минут, а затем брать отсчеты по всем тензодатчикам сопротивления исследуемого образца.

Окончательный съем показаний произвести после полной разрезки образцов и выдержки в течении 24 часов.

Выравнивание образцов выполнить путем наплавки холостых валиков на выпуклых кромках. Для каждого образца принять индивидуальную схему наплавки валиков. Наплавку выполнять обратно-ступенчатым швом участками длиной не более 150 мм. Для этого использовать сварочную проволоку диаметром 0,8 мм, силу тока 90А, вид тока – постоянный по аналогии с ранее выполненной наплавкой при изготовлении образцов.

После выравнивания отобрать по одному образцу из каждой серии для испытаний на определение ОНС по методике, изложенной выше.

Остальные образцы испытать на устойчивость по методике, которая была разработана для исследований образцов на сжатие [2]. Испытания проводить с использованием тех же приспособлений и с теми же эксцентриситетами, которые были использованы при первичных испытаниях, т.е. схема деформирования образца должна соответствовать той, которая приведена в работе [2].
После проведения испытаний сравнить полученные результаты и сделать вывод о целесообразности такого вида выравнивания и регулирования ОНС.

## Выводы

В ходе проведенных испытаний сделаны такие выводы.
1. Разработана методика экспериментальных исследований ОНС, возникающего в стальных элементах двутаврового профиля после нагружения и разгрузки. ОНС предполагается определять путем разрезки образцов в поперечном направлении.
2. Предложена методика выравнивания стальных элементов путем наплавки холостых валиков по выпуклым кромкам поясов. Такая методика выравнивания позволит исключить остаточный выгиб и обеспечить дальнейшую надежную работу конструкций под нагрузкой.
3. Предложена методика экспериментального определения степени влияния наплавки валиков по выпуклым кромкам на несущую способность стальных элементов. Это позволит обосновать возможность и целесообразность такого вида регулирования ОНС для конструкций, которые находятся в эксплуатации.

*Список литературы:*

1. Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: «Сталь», 2008. – 150 с.
2. Скребцов С.И., Результаты экспериментальных исследований устойчивости элементов из прокатных двутавров после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины / С.И. Скребцов, А.П. Иванов, А.И. Голоднов // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Дн-вск, ПГАСА, 2010. – Вып. 56. – С. 494–499.

**УДК 624.015.5**

# НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСЛЕ ПРОЯВЛЕНИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ

## TENSELY-DEFORMED STATE OF THE BENT ELEMENTS AFTER DISPLAY OF PLASTIC PROPERTIES OF MATERIALS

*д.т.н., проф.* ***Голоднов А.И.*** *(ООО «Украинский институт стальных конструкций имени В.Н.Шимановского», г. Киев)*, *к.т.н., доц.* ***Псюк В.В.*** *(Донбасский государственный технический университет), аспирант* ***Слюсар Ю.Н.*** *(Луганский национальный аграрный университет)*

*Dr. Professor* ***Golodnov A.I.*** *(LTD «V. Shimanovsky Ukrsteelconstruction», Kyiv), candidate of engineering sciences, associate professor* ***Psyuk V.V.*** *(Donbass State Technical University), graduate student* ***Slusar J.N.*** *(Luhansk national agrarian university)*

**Аннотация**

Предложена методика определения напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов из упругопластических материалов при изменении условий закрепления. Методика позволяет определить прогибы в процессе возрастания нагрузки с учетом изменения жесткости элементов. Определены критерии исчерпания несущей способности.

**Annotation**

Methodology of determination of the tensely-deformed state of the bent elements is offered from elastic of plastic materials at the change of terms of fixing. Methodology allows to define bending in the process of growth of loading taking into account the change of inflexibility of elements. The criteria of exhausting of bearing strength are certain.

**Состояние вопроса и задачи исследований.** Деформирование изгибаемых элементов издавна привлекало внимание исследователей, поскольку они имеют широкое распространение. Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами, не всегда позволяют правильно оценить реальный запас несущей способности,

поскольку в их основу положены предпосылки об упругой или упругопластической в эксплуатационной стадии работе материала. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем, а также без учета остаточного напряженного состояния (ОНС), возникающего после изготовления конструкций.

Изменение условий закрепления рассматривается как воздействия со стороны основания. Учет изменения условий закрепления позволит более обоснованно подойти к оценке как напряженно-деформированного состояния (НДС), так и остаточного ресурса конструкции или сооружения в целом.

**Цель работы** – разработка методики расчета изгибаемых элементов с учетом упругопластических свойств материалов, остаточного напряженного состояния и изменения условий закрепления для решения практических задач определения напряженно-деформированного состояния и остаточного ресурса.

**Текст статьи.** Для решения поставленной задачи приняты следующие предпосылки и допущения [1, 2, 3, 4, 5 и др.].

1. Рассматривается в общем случае система, состоящая из балки и деформируемого основания (рис. 1). Длина балки $L$ разбивается на $n$ участков одинаковой длины $\Delta L$ (при выборе числа участков следует учитывать, что точность повышается при $n \to \infty$; для практических целей достаточно, если $n \to L/h$, где $h-$ высота балки). Реакции основания $R_i$ и внешние нагрузки $P_i$ считаются приложенными в каждой точке разбиения. Внешняя нагрузка представляет собой заданный или единичный вектор.

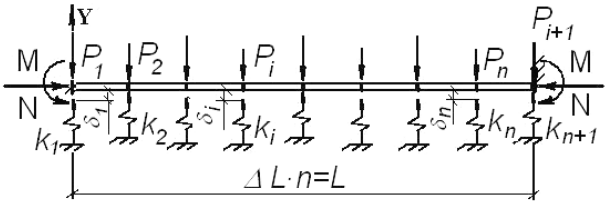



Рис. 1. Расчетная схема изгибаемой системы

2. Опирание балки на основание в общем случае считается сплошным. Модель основания принимается в виде модели переменного коэффициента жесткости [4, 5 и др.]. Коэффициент

жесткости каждой опоры $k_i$ определяется из диаграммы «нагрузка–осадка», которая строится заранее. В местах отсутствия контакта балки с основанием жесткость опор принимается равной нулю.

3. Независимые от силовых воздействий осадки основания $\delta_i$ считаются заданными (заданный или единичный вектор).

4. Материал балки обладает упругопластическими свойствами. Деформированное состояние каждого (i-го) сечения балки на любом этапе нагружения определяется кривизной $\kappa_i$. Кривизна сечения в зависимости от действующих усилий определяется из диаграммы «момент–кривизна», параметры которой зависят от материала балки, формы сечения и т.п. [1, 2, 3 и др.]. Диаграмма «момент–кривизна» строится заранее.

5. Несущая способность (работоспособность) системы считается исчерпанной, если:

а) разрушено хотя бы одно сечение элемента (в качестве критериев разрушения сечения рассматриваются достижение на сжатой фибре величин предельных деформаций, разрыв арматуры, потеря местной устойчивости пояса или стенки металлического элемента и т.п.);

б) достигнут максимум на кривой состояния (рис. 2) [1, 2, 3 и др.];

в) разрушена хотя бы одна опора балки;

г) прогибы и перемещения превысили предельные величины.

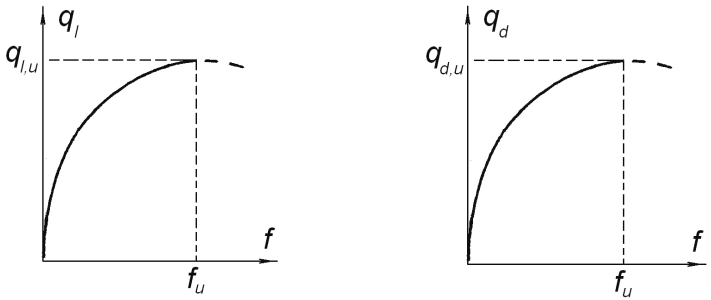



Рис. 2. Диаграммы состояния системы при определении модуля вектора силового (а) или деформационного (б) воздействия

6. Деформирование элемента можно описывать с помощью уравнений метода начальных параметров, полученных на основе аппроксимации

уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [1, 2 и др.]. Прогибы и углы поворота определяются по формулам:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \cdot L \cdot \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6 \cdot n^2} \cdot [(3 \cdot i - 4) \cdot \kappa_1 + \\ + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} (i-j) \cdot \kappa_j + \kappa_i] + q_d \cdot (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2 \cdot n} \cdot (\kappa_1 + 2 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i), \quad (2)$$

где $y_i -$ совместное перемещение i-й точки оси балки и i-й опоры (рис. 1), которое определяется как разность полного перемещения указанной точки балки и вынужденного перемещения опоры $\delta_i$ (при отсутствии вынужденных смещений опор $\delta_i = 0$); $\varphi_i -$ угол поворота i-го сечения балки; $q_l, q_d -$ соответственно модуль вектора силового и деформационного воздействия.

7. В зависимости от поставленной задачи расчетом определяются:

- критический (соответствующий исчерпанию несущей способности) модуль вектора силового воздействия $q_l$ при заданных единичном векторе нагрузки и векторе деформационного воздействия ($q_d = 1$) – расчет по предельным состояниям первой группы;
- критический модуль вектора деформационного воздействия $q_d$ при известной силовой нагрузке ($q_l = 1$) и заданном единичном векторе деформационного воздействия – расчет по предельным состояниям первой группы;
- усилия и перемещения при заданных нагрузках и воздействиях со стороны основания ($q_d = 1,\ q_l = 1$) – расчет по предельным состояниям второй группы.

Значения полных кривизн сечений, изгибающих моментов и реакций опор определяются по формулам:

$$\kappa_i = \kappa_{H,i} + \kappa_{p,i}; \quad (3)$$

$$\kappa_{p,i} = \frac{M_i}{B_i}; \tag{4}$$

$$M_i = M_1 + \frac{L^2}{n^2} \cdot \sum_{j=1}^{i-1} (i-j) \cdot R_j - q_l \cdot M_{p,i}; \tag{5}$$

$$R_i = k_i \cdot y_i, \tag{6}$$

где $\kappa_{p,i}$ – кривизна сечения от внешней нагрузки; $M_i, B_i$ – соответственно изгибающий момент и жесткость в i-м сечении балки; $\kappa_{H,i}$ – начальная кривизна i-го сечения, обусловленная наличием ОНС, предварительного напряжения и т.п.; $R_i$ – реакция j-й опоры балки (при отсутствии опор $R_i = 0$); $M_1$ – изгибающий момент в первом сечении балки (при шарнирном опирании $M_1 = 0$); $M_{p,i}$ – изгибающий момент от внешней нагрузки (при заданном векторе нагрузки – $q_l = 1$).

Величина изгибающего момента от внешней нагрузки ищется для всех сечений от сил, расположенных слева от сечения, на основании общих правил строительной механики. В процессе расчетов они не изменяются, за исключением тех случаев, когда по условию задачи изменяется характер нагружения.

Расчеты по определению несущей способности и прогнозу ресурса сооружения выполняются как для эксплуатируемых, так и для проектируемых конструкций.

Для конструкций, находящихся в эксплуатации, устанавливаются параметры технического состояния (геометрические размеры, толщины металлических элементов, армирование, прочностные и деформативные характеристики материалов, схемы действующих нагрузок, реальные прогибы и перемещения, степень коррозионного или абразивного износа и т.п.). На основании собранных материалов определяются зависимости «момент–кривизна», обосновывается возможность потери местной устойчивости поясов или стенки металлических балок вследствие износа. При наличии данных (в том числе и прогнозных) о характере деградации материала (разрушении бетона, изменении физико-механических характеристик, коррозии арматуры, стали поясов и стенок и т.п.) определяют зависимости

«момент–кривизна» для определенных моментов времени с учетом деградации.

Проектируемые конструкции рассчитываются по предложенной выше схеме с той, однако, разницей, что в процессе расчета имеется возможность моделировать деградацию элемента и уже на стадии проектирования внести коррективы (подобрать сечения элементов с запасом, предусмотреть защитные мероприятия и т.п.).

**Выводы**

По результатам проведенных исследований сделаны выводы.

1. Предложена методика деформационного расчета изгибаемых элементов с учетом упругопластических свойств материалов и возможности их деградации. Рассматривается возможность учета изменений геометрических параметров сечений элементов, физико-механических свойств материалов и контактных условий. Определены критерии исчерпания несущей способности. Методика расчета может быть распространена на элементы из железобетона, стали и т.п.
2. Результатами расчетов по данной методике могут быть не только определение НДС, но и прогноз поведения конструкции во времени и оценка остаточного ресурса.

*Список литературы*

1. Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А.И. Голоднов. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 150 с.
2. Методические рекомендации по расчету системы "железобетонная балка-деформируемое основание" / НИИСК Госстроя СССР; Сост. В.Я. Бачинский, А.И. Голоднов. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 12 с.
3. Голоднов А.И. Зависимость «момент – кривизна» для сварных двутавровых балок // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса: ОГАСиА, 2003. – С. 55–63.
4. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений /НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 32 с.
5. ДБН В.1.1-5-2000. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. – К., 2000. – 87 с.

# АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР ЛЭП

## ANALYSIS OF THE STRUCTURAL SYSTEMS OF METAL TRANSMISSION TOWERS

*д.т.н., профессор* ***Горохов Е.В****, д.т.н., профессор* ***Югов А.М.,*** *к.т.н., профессор* ***Васылев В.Н****. ассистент* ***Игнатенко Р.И.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*

*Dr. Professor* ***Ye. Gorokhov,*** *Dr. Professor* ***A. Yugov,*** *Professor* ***V. Vasylev, R. Ignatenko*** *(Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*

**Аннотация**

В статье систематизированы типы металлических опор ЛЭП, приведена классификация типов существующих опор и их конструктивных особенностей.

**Ключевые слова:** металлические опоры ЛЭП, конструктивный тип опоры.

**Summary**

In the article the types of metal transmission towers, a classification of types of existing supports and their design features.

**Keywords:** power transmission line metallic towers, constructive type of a tower

**Формулировка проблемы**: опоры линий электропередачи представляют собой наиболее распространенное сооружение в любой промышленно развитой стране. При этом в первую очередь разработчиков интересовал вопрос стоимости изготовления и монтажа конструкции, а также ее технологичность. Уникальность и оригинальность, художественная выразительность конструкции опор ЛЭП прямо противоречили основным экономическим требованиям, предъявляемым к конструкции.

В настоящее время, в связи с упрощением процесса расчета элементов конструкции опор, появлением новых конструктивных решений и материалов, возник вопрос уточнения существующей на данный момент классификации типов металлических опор ЛЭП.

**Анализ исследований и публикаций:** В промышленно развитых странах массово проявляются тенденции отказа от массового применения типовых унифицированных проектов опор ЛЭП. Каждая линия должна проектироваться с учетом всех особенностей рельефа, климата, социальной значимости и т.п. Современные требования к проектированию воздушных линий электропередачи приводят к тому,

что становится экономически нецелесообразно применять унифицированные конструкции опор с их последующей привязкой к местности. Более обоснованным представляется подход к индивидуальному проектированию отдельных участков линии, и даже отдельных опор, которые отличаются либо технологическими требованиями, либо величиной внешних, в первую очередь, климатических нагрузок.

Несмотря на активное использование опор ЛЭП, в большинстве их дизайн не менялся с 1920-х годов. Каждая опора достигает высоты 50 м и весит до 30 т. При этом, они возводятся в живописных местах страны, в природных ландшафтах, рядом с памятниками архитектуры и т. д. Поэтому назрела необходимость в разработке опоры ЛЭП нового типа, более эффективной и визуально привлекательной.

**Цель исследования:**

Анализ конструктивних решений систем металлических опор ЛЭП с детальным анализом отечественного и зарубежного опыта проектирования. Новые тенденции в проектировании опор ЛЭП.

**Задачи работы:**

Разработка классификации конструктивних решений систем металлических опор ЛЭП.

**Анализ конструктивных типов металлических опор ЛЭП.**

Воздушные линии электропередачи служат для передачи и распределения электроэнергии по проводам, расположенным на открытом воздухе и закрепляемым при помощи линейной арматуры и изоляторов на опорах. Опора линии электропередачи — сооружение для удержания проводов на заданном расстоянии от поверхности земли и друг от друга.

Металлические виды опор ЛЭП применяются при монтаже сетей с напряжением выше 35 кВ.

Металлическая решетчатая опора ЛЭП башенного типа - это пространственная конструкция, состоящая из 300-600 элементов уголкового профиля (в зависимости от высоты и типа опоры.

Опоры ЛЭП по функциональному назначению разделяют на группы в зависимости от способа крепления к ним проводов: промежуточные, анкерные, угловые, концевые и специальные.

Промежуточные опоры подразделяются на прямые и угловые, устанавливаются на прямых участках ЛЭП, предназначены только для поддержания проводов и тросов, и не рассчитаны на нагрузки направленные вдоль трассы. Обычно количество промежуточных опор составляют 80 — 90 % от всех опор линии электропередачи. Провода

крепятся при помощи поддерживающих зажимов. На ровных участках трассы используются промежуточные прямые опоры. Конструкция таких опор позволяет им выдерживать вертикальные нагрузки от веса проводов и изоляторов и горизонтальные, создающиеся давлением ветра на саму опору и провода. Промежуточные угловые опоры используются при повороте линии электропередачи. Их вес значительно больше, они способны выдерживать нагрузки от поперечных составляющих натянутых проводов, тросов, а также гирлянд изоляторов, закреплённых на них.

Анкерные опоры устанавливаются на прямых участках ЛЭП в местах перехода через инженерные сооружения или естественные преграды для ограничения анкерного пролета, а также в местах изменения числа, марок и сечений проводов. При установке таких опор на прямом участке протяжённости электросетей они выполняют функцию промежуточных. Анкерная опора воспринимает нагрузку от разности тяжения проводов и тросов, направленную вдоль линии электропередачи. Конструкция анкерных опор ЛЭП отличается повышенной несущей способностью. Провода закрепляются натяжными зажимами опор. Используются также анкерно-угловые опоры, воспринимающие нагрузку от натянутых поперечно проводов.

Угловые опоры рассчитаны на эксплуатацию в местах изменения направления трассы ВЛ, воспринимают результирующую нагрузку от тяжения проводов и тросов смежных пролетов трассы. При небольших нагрузках - на углах поворота до 30°, применяют угловые промежуточные опоры. При углах поворота более 30° используют угловые анкерные опоры, которые имеют более прочную конструкцию и анкерное крепление проводов.

Концевые опоры предназначены для монтажа на конце линии и рассчитаны на натяжение проводов с одной из сторон.

Специальные опоры сооружают при переходах через реки, железные дороги, ущелья и т. п. Подразделяются на транспозиционные — для изменения порядка расположения проводов на опорах ВЛ; переходные — для перехода линии электропередачи через инженерные сооружения или естественные преграды; ответвительные — для устройства ответвлений от магистральной линии электропередачи; противоветровые — для усиления механической прочности участка ЛЭП; перекрестные — при пересечении ЛЭП двух направлений. Они обычно значительно выше нормальных, и их выполняют по особым проектам.

Анкерные, промежуточные, угловые, и специальные опоры при наличии технико-экономических обоснований могут применяться

в условиях, отличных от принятых в проекте. Так, например, опоры для горных линий могут применяться на пересеченной местности и на равнинных участках линий в сложных гололедно-ветровых условиях. Опоры для городских условий могут применяться на трассах линий вне городов, опоры для линий более высокого напряжения могут быть установлены на линиях более низкого напряжения (например, в районах с загрязненной атмосферой, при пересечении препятствий и т. п.).

Конструкция металлических опор ЛЭП разрабатывается с учетом ряда факторов, основными из которых являются:

- соответствие требуемым параметрам по подвеске проводов;
- надежность;
- минимизация расхода материала;
- технологичность изготовления и монтажа;
- работа конструкции в тех или иных сложных условиях;

Предпочтение одного из вышеперечисленных факторов, или их комбинации привело к значительному разнообразию видов конструкций металлических опор ЛЭП.

Конструкция опоры состоит из ряда типовых элементов – ствола, траверсы и тросостойки.

Все типы опор, несмотря на разнообразие, рассчитываются по основным конструктивным схемам, которыми являются вертикальная решетчатая башенная стойка, жестко защемленная в основании, и вертикальная решетчатая башенная стойка, шарнирно закрепленная у основания. Траверса представляет собой консольную балку.

Пространственные стержневые системы представляют собой сложные статически неопределимые системы. Усилия, перемещения и опорные реакции в системе определяются численными методами строительной механики, как правило методом конечных элементов.

Ствол башенной решетчатой опоры представляет собой обелиск с малым углом наклона поясов к продольной оси, или призматический стержень прямоугольного или треугольного сечения.

Усилия в несущих поясах свободностоящих опор определяются изгибающими моментами от нагрузок, которые в нормальных режимах направлены перпендикулярно оси ВЛ, а в аварийных - вдоль оси ВЛ. При этом изгибающий момент, воздействующий на стойки опор, увеличивается в направлении к поверхности земли.

Стальные свободностоящие опоры из многогранных стоек выполнены по схеме консоли с защемленным концом. Стойки опор выполняются с изменяющимся по высоте опоры сечением.

Металлические многогранные опоры – это многогранная коническая конструкция, которую изготавливают из стального листа. Этот лист изгибают и продольно сваривают. Такая опора может состоять из нескольких секций и достигать 40 метров в высоту. Опоры такого типа считаются более выгодными с экономической точки зрения и надежными по сравнению с решетчатыми опорами, а так же имеют лучшую транспортабельность. Опоры подобного типа в последние десятилетия получили широкое распространение в США и Канаде, где большая часть новых ЛЭП строится с использованием опор этого типа, получивших название "poles". Стойки опор состоят из отдельных секций длиной 10 - 15 метров. В СССР были разработаны аналогичные опоры серии ПМ, однако они не нашли широкого применения при строительстве ЛЭП, очевидно в силу своей высокой цены и сложной технологии производства.

Стальные многогранные опоры ЛЭП предназначены для установки на высоковольтных линиях электропередачи. Опоры ЛЭП эксплуатируются в I-V ветровых и гололедных районах в населенной и ненаселенной местности в соответствии с ПУЭ-7 в районах с расчётной температурой воздуха до -65˚С и выше. Многогранные металлические опоры выполнены из стоек в виде полых усечённых пирамид из стального листа с поперечным сечением в форме правильного многогранника. Секции стоек соединены между собой телескопическим или фланцевым соединениями. Траверсы таких опор выполнены многогранными, решётчатыми или изолирующими.

Решетчатые поры на оттяжках могут быть одностоечными и двухстоечными, с количеством оттяжек от двух до шести. Независимо от конструктивной схемы стойки опор на оттяжках испытывают не изгибающие, а сжимающие усилия, оттяжки в таких опорах воспринимают растягивающие усилия. Характер нагрузок, воздействующих на стойки опор на оттяжках, позволяет использовать для стоек достаточно малые сечения. Размер сечения для стоек опор этого типа определяется из соображений общей устойчивости конструкций. Характерный размер сечения стоек опор на оттяжках находится в пределах 1 метра. Закрепление оттяжек выполняется при помощи анкерных плит, винтовых анкеров или свай.

Опоры на оттяжках - это плоскостные конструкции с применением жестких решетчатых стержней и пространственной ориентацией оттяжек. К достоинствам такой конструктивной формы можно отнести простоту укрупнительной сборки на монтаже ввиду плоскостного строения опоры, что немаловажно в полевых условиях.

Усиливающие конструкцию опоры оттяжки могут быть и у свободностоящих опор.

Существующая в настоящее время унификация стальных опор содержит, кроме основных типов опор, специально разработанные подставки, тросостойки, траверсы и другие элементы, предназначенные для получения повышенных и косогорных опор, опор с двумя тросами, и опор других модификаций, необходимых при конкретном проектировании в разнообразных условиях линейного строительства.

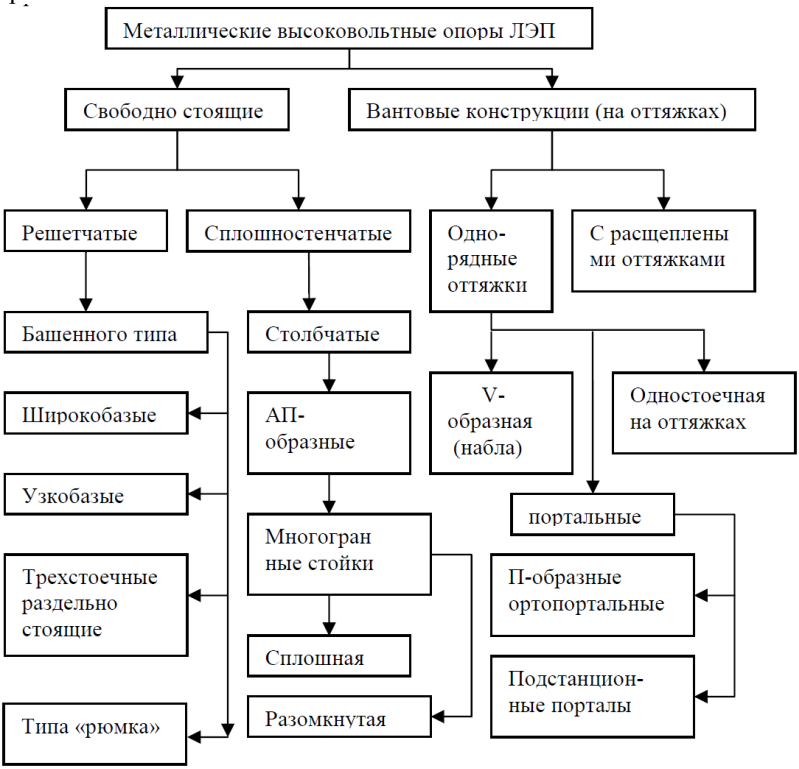



Рис. 1 Классификация существующих конструктивных типов металлических опор ЛЭП

Все рассмотренные конструкции опор ЛЭП имеют как определенные достоинства, так и некоторые недостатки. Поэтому представляется целесообразным выполнение работ, направленных на оптимизацию конструкций опор ЛЭП. При этом, чтобы удовлетворить

требованиям оптимальности, вновь разрабатываемые конструкции должны с одной стороны максимально вобрать в себя достоинства существующих опор различных типов, а с другой стороны, максимально избавиться от присущих существующим опорам недостатков.

Не в последнюю очередь при разработке нужно учитывать так называемую «эстетическую» составляющую.

По уровню «эстетических» характеристик опоры можно разделить на три группы:

- стандартные опоры ЛЭП, разработанные без всяких дополнений, таких абсолютное большинство;
- стандартные опоры с художественными дополнениями. К таким в первую очередь можно отнести опоры, которые имеют нестандартную окраску, предназначенную сделать их более «дружелюбными» по отношение к ландшафту. Например, опоры, окрашенные в цвета украинского флага. Подобное оформление сделало эти опоры более приемлемыми к применению, в частности, в курортной зоне города Славянска, а также в других районах Донецкой и Днепропетровской областей.
- дизайнерские декоративные опоры - самая редкая группа. Эти опоры создаются, как правило, по специальным заказам. Прежде чем построить такую линию электропередачи, организуют специальные дизайнерские конкурсы на лучший проект.

В часности в Исландии компания Landsnet объявила конкурс с целью найти новые конструктивные типы опор ЛЭП. Во-первых, те должны были выигрышно вписываться в ландшафт, во-вторых, «не разбрасываться» электромагнитным излучением, а в-третьих, иметь продолжительный срок эксплуатации и возможно минимальную стоимости. Компания получила 98 предложений от проектировщиков со всего мира.

Все представленные работы можно условно разделить на две группы. Первые незаметно вписываются в ландшафт, идея состоит в том, чтобы «растворить» опору в окружающем пейзаже. Вторые, старались привлечь к опоре максимум внимания.

Архитектурное бюро Arphenotype используя идею второго типа разработало биоморфные опоры ЛЭП переменной высоты. Основной принцип – гармония с окружающей средой в синтезе с функциональностью. Для достижения максимальной прочности и устойчивости, конструкция основана на идее штатива (треноги, которая будет поддерживать общую жесткость формы).

Итальянская Национальная энергокомпания «ENEL» организовала международный конкурс на лучший дизайн новых опор, которые бы органично вписывались в ландшафт и занимали min отчуждаемых земель. Первое место занял проект фирмы «Foster and Partners». Вместо традиционной схемы, провода здесь группируются в пределах открытой V-формы, созданной соединением двух мачт. В пределах V-формы кабели удерживаются в равностороннем треугольнике.

В США также разработан класс необычных опор. Переходный пункт в Фениксе, административном центе Аризоны, оформлен в виде асимметричного канделябра со свечами, роль которых играют изоляторы. Для его создания применены многогранные стойки.

Первое место в мире по декоративным опорам занимает Финляндия. Здесь создано целое семейство опор ЛЭП в стиле «модерн». При создании таких опор используют три фактора: нестандартную форму опор, нетрадиционное цветовое оформление, наличие цветной подсветки.

Наиболее интересные опоры - переходный пункт выполненный в виде шести арок и окрашенный в оранжевый цвет с внутренней стороны и в серебряный цвет с внешней. Также присутствует общая подсветка стоек и траверс. Подобные опоры размещают у крупных автотрасс на развязках. Но в некоторых случаях финские конструкторы ограничиваются лишь установкой декоративных траверс на стандартную стойку.

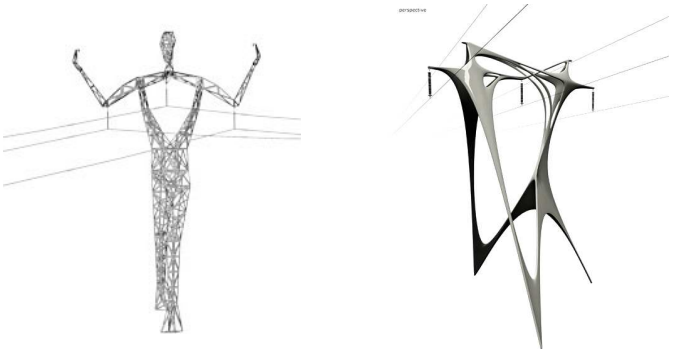


Рис. 2

Основным материалом, используемым для опор, является матричный арамид (полипарафенилентерефталамид, синтетическое волокно высокой механической и термической прочности).

**Выводы:**

Каждый из рассмотренных основных конструктивных типов опор: башенных отдельно стоящих, на оттяжках, столбчатых многогранных стоек имеет ряд достоинств, и в тоже время определенное количество недостатков. В частности недостатком, присущем всем вышеперечисленным типам является неэстетичный внешний вид конструкций. Так как множество опор расположено в городской черте, вдоль дорог, в пар4ках и заповедниках внешний вид конструкций имеет большое значение для создания комфортной среды обитания человека.

Работы в этом направлении представляются перспективными и востребованными в связи с износом существующих энергетических сетей и необходимости в прокладке новых линий.

*Список литературы:*

1. И.А. Серебренников, И.Г. Барг, Б.Л. Ошеров, В.Н. Диденко (ПО "Союзтехэнерго"); Е.В. Горохов, Е.В. Шевченко, В.Н. Королев, С.Н. Шаповалов (МакИСИ); Б.Е. Токарь (ПЭО "Донбассэнерго") Методические указания по оценке технического состояния металлических опор воздушных линий электропередачи и порталов открытых распределительных устройств напряжением 35 кв и выше. СО 34.21.665 (МУ 34-70-177-87)

2. Вариводов В.Н., Казаков С.Е. и др. Стальные многогранные опоры для распределительных электрических сетей. М., Электро, 2005, №2.

3. Правила устройства электроустановок / Минэнерго СССР. – 4_е изд. – М. : Энергоатомиздат, 1965. – (Нормативный документ Минэнерго СССР).

4. Правила улаштування електроустановок. Глава 2.5 «Повітряні лінії електропередачі напругою вище 1 кВ до 750 кВ». – Офіц. вид. – К. : ГРІФРЕ : М_во палива та енергетики України, 2006. – III, 125 с. – (Нормативний документ Мінпаливенерго України).

5.Горохов Е.В., Мущанов В. Ф., Назим Я. В., Роменский И. В. Расчет и проектирование пространственных металлических конструкций.- Макеевка, 2012

6. Горохов Е. В., Казакевич М. И., Аэродинамика электросетевых конструкций, Донецк, 2000

7. Крюков К. П., Новгородцев Б. П., Конструкции и механический расчет линий электропередач, Ленинград, 1979

8. ДБН В.2.5-16-99 Инженерное оборудование сооружений, внешних сетей

УДК 624.046

# ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ И УЗЛОВ НА РАБОТУ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ФЕРМ

## THE RESEARCH OF THE INFLUENCE OF WEBBING'S AND TRUSS JOINTS' RIGIDITY ON THE WORK OF METAL TRUSSES

*студент гр. ПС-21м* ***Громыко А.С.*** *(Юго-Западный иосударственный университет)*
*к.т.н., доцент, научный руководитель.****Сморчков А.А.*** *(Юго-Западный государственный университет)*

*gr. PS-21m,* ***Gromiko A.S.*** *(Southwest State University)*
*Research manager: Ph.D., assistant professor, Smorchkov A.A., (Southwest State University)*

**Аннотация**

Статья посвящена исследованию влияния жесткости узлов и элементов на работу металлических ферм. В работе отражены основные повреждения металлических ферм. Установлено, что фактическая жёсткость узловых соединений может негативно повлиять на элементы фермы вследствие появления дополнительных моментов, а равно перенапряжения в стержнях фермы. Продемонстрирована зависимость предельной гибкости от расчетной длины и защемления.

**Ключевые слова:** металлическая ферма, жесткие узлы, устойчивость ,предельная гибкость

**Summary**

The article is devoted to the influence of the rigidity of webbing and truss joints on the work of metal trusses. In this work the main defects of metal trusses are represented. It was found out, that the actual ridigity of the truss joints may adversely affect the webbing because of the appearance of excess torque and therefore there arise overstresses in the lattice. The dependence of the limit slenderness on the effective length and the fixing has been demonstrated.

**Keywords:** metal truss, rigid fixed truss joints, steadiness, limit slenderness

Важным фактором, влияющим на надёжность строительных конструкций, является точность расчёта. Поэтому путем совершенствования методики расчёта могут быть повышены экономическая эффективность и надёжность стальных каркасов. На практике часто возникает проблема адекватности расчёта жестких узлов их действительной работе. В большинстве случаев это связано с отсутствием достаточной информации по их фактическому напряжённому состоянию. Это может приводить к ошибочным результатам.

В фермах со стержнями, имеющими повышенную жесткость на изгиб, влияние жесткости соединений в узлах более значительно. Кроме того, моменты в узлах приводят к более раннему возникновению пластических деформаций в сечениях элементов, что снижает хрупкую прочность стали. Поэтому для двутавровых, трубчатых и Н-образных сечений стержней расчет ферм по шарнирной схеме допускается при отношении высоты сечения к длине не более 1/10 для конструкции, эксплуатируемых при расчетной температуре ниже -40 °С. При превышении этих отношений следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов. При этом осевые усилия можно определять по шарнирной схеме, а дополнительные моменты определять приближенно.[5]

Для оценки степени опасности дефектов и повреждений необходимо четкое представление об особенностях действительной работы элементов стальных конструкций в условиях эксплуатации. Исследование действительного состояния металлических конструкций в условиях эксплуатации позволяет выявить основные факторы, способствующие развитию повреждений, разработать систему мероприятий по предупреждению преждевременного износа и, следовательно, повышению долговечности производственных зданий.

Наличие тонкостенных гибких стержней, сложная конфигурация сечений, повышенная концентрация напряжений в узлах делает конструкции ферм покрытия чувствительными к общим и местным перегрузкам. Были случаи аварий стропильных и подстропильных ферм, связанные, как правило, с потерей устойчивости сжатых элементов трещинами в узловых фасонках [2].

К наиболее частым повреждениям стропильных ферм относятся: искривления и местные погибы элементов, отклонение ферм от вертикальной плоскости, расстройство болтовых соединений в опорных узлах. Трещины в узловых фасонках, являющиеся одним из наиболее опасных повреждений, встречаются. относительно редко и связаны в основном с низким качеством стали, наличием острых

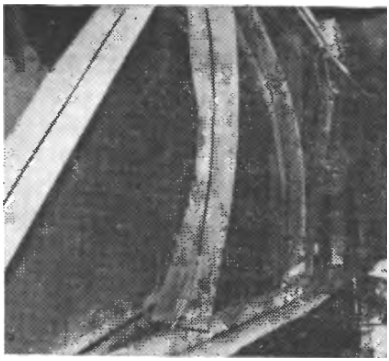


Рисунок 1. Искривление
элементов фермы.

концентраторов напряжений и неудачным конструктивным решением узлов. Так, обварка торцов уголков решетки ферм приводит к появлению в фасонках однозначного поля растягивающих сварочных напряжений, что в сочетании с другими факторами может вызвать появление трещины

. Опасность возникновения трещин возрастает при эксплуатации конструкций при отрицательных температурах. Как правило, трещины в фасонках появляются в процессе монтажа и в первые годы эксплуатации. Этот вид повреждений проанализирован в [6].

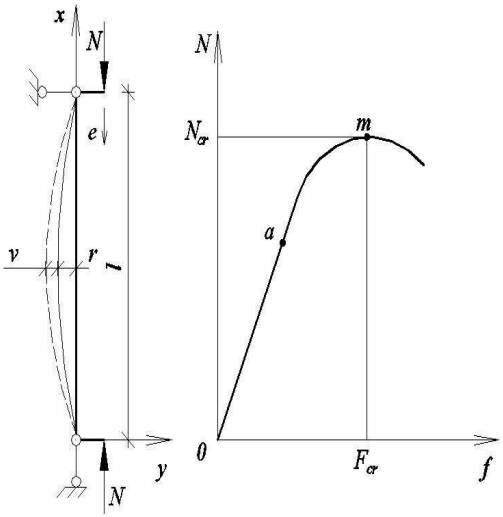
Основной вид повреждений ферм — искривление стержней (81,8% всех повреждений). Стрелка искривления в отдельных случаях достигает 100 мм и превышает 1/50 длины стержня (рис. 1).

Наибольшее число повреждений приходится на элементы решетки ферм. Основную опасность представляют повреждения сжатых элементов, частота искривления которых в 3 раза выше, чем растянутых. Стрелки искривления колеблются в широких пределах, составляя в среднем 10— 15 мм, или 1/500—1/300 длины. Погнутости направлены в основном из плоскости фермы, что свидетельствует о недостаточной жесткости узлов в этом направлении.[4]

Наиболее часто повреждаются средние гибкие элементы решетки. Однако, искривления нижних поясов, хотя они и работают на растяжение, появляются значительно чаще. В основном эти искривления направлены из плоскости ферм, т. е. в направлении наибольшей гибкости.

Статистический анализ результатов обследования позволил выявить достаточно тесную связь между числом повреждений и сроком эксплуатации (коэффициент корреляции около 0,6).

Потеря несущей способности длинных гибких стержней при одновременном действии сжимающей силы и изгибающего момента происходит от потери устойчивости. При этом соответствующие состояния равновесия могут быть определены так же, как для центрального сжатия, с помощью энергетического баланса при вариации формы изогнутой оси стержня, а именно,




а б

Рисунок 2. Работа внецентренно сжатого стержня.
а — расчетная схема; б — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

δAi<δAe — устойчивое состояние,—неустойчивое состояние, δAi = δAe — критическое состояние.

Механическое поведение сжато-изгибаемого стержня можно проследить на графике N-f (рис. 2).

В отличие от центрального сжатия здесь прогиб появляется с самого начала приложения нагрузки к возрастает с ее ростом, вначале линейно в соответствии с линейным поведением материала, а затем

график начинает отклоняться от прямой по мере развития в стержне пластических деформаций и заметного проявления геометрической нелинейности в работе стержня (участок a—m на рис. 2, б). Наибольшая несущая способность стержня (точка m на графике) соответствует критическому состоянию Nmax = Hcr,e. Левее точки m — устойчивое состояние, правее — неустойчивое.[3]

Сжатые стержни слабо сопротивляются изгибу, так как деформации от поворота и осевого усилия направлены у них в одну сторону, кроме того, они могут терять устойчивость одновременно.

Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню, и чем они мощнее, т.е. чем больше их погонная жесткость, тем выше степень защемления стержня и меньше его расчетная длина.

При расчете ферм со стержнями из уголков или тавров предполагается, что в углах системы — идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в одной плоскости и пересекаются в центрах узлов. Стержни такой идеальной системы работают только на осевые усилия: напряжения найденные по этим усилиям, являются основными. В связи с фактической жесткостью

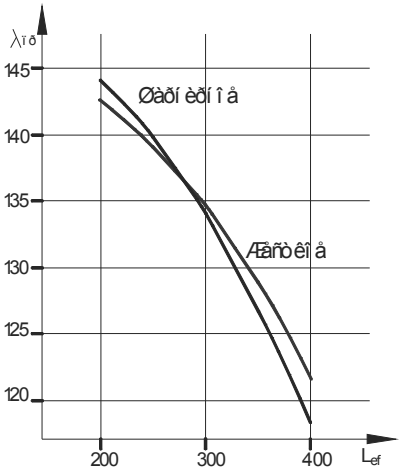



Рисунок 3. График зависимости предельной гибкости от расчетной длины и защемления.

узловых соединений в стержнях фермы возникают дополнительные напряжения и моменты, которые расчетом не учитываются. При использовании коэффициента продольного изгиба - φ делается

предположение о шарнирном опирании его концов, поэтому встаёт проблема выбора так называемых расчётных длин элементов.[1]

Взяв во внимание эту проблему, была сделана теоретическая модель металлической фермы из спаренных уголков и тавров. Расчет произведен двумя способами: по классической схеме, где узлы фермы являются идеальные шарниры, и с жесткими узлами. Сравнение результатов двух расчетов показало, что в модели с жесткими узлами напряжение в растянутых стержнях оказалось на 3-4% больше, чем в модели с шарнирными узлами, а в сжатых было отмечено как перенапряжение в промежутке от 3% до 25%, так и недонапряжение в среднем на 6%.

Проведенные исследования показали, что важным фактором, влияющим на несущую способность элементов является учет жесткости узлов. При расчёте теоретической модели фермы, учет жёсткости узлов оказал влияние на перераспределение внутренних усилий и появление изгибающих моментов. Расчёт сжато-изгибаемых элементов с жестким защемлением показал, что увеличение расчетной длины снижает напряжения в стержнях относительно элемента с шарнирным креплением, а также ведет к увеличению предельной гибкости сжато-изогнутого стержня. Это можно видеть на рис. 3.

*Список литературы:*


1. Артёмов А. А. Устойчивость стержневых элементов, работающих в составе решетчатых конструкций – Автореф. на соиск. учен, степени канд. техн. наук. М., 2004.
2. Беляев Е. И., Корниенко В. С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. М., 1968.
3. Кудишин Ю. И. Металлические конструкции : учеб . для вузов по специальности "Пром. и гражд. стр-во" направления подгот. "Стр-во ; под ред. Ю. И. Кудишина. - 10-е изд., стер. - М. : Академия, 2007.- 680 с.
4. Лащенко М. Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений. Л., 1969.-154 с,
5. Рекомендации по проектированию структурных конструкций[Текст]/ Центр. н.-и ин-т строительных конструкций им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984. - 303 с.
6. Сильверстров А. В., Бирюлев В. В., Наделяев В. Д. Причины хрупкого разрушения стальных ферм. —Пром. стр-во, 1970, № 10.

**УДК 624.072.2.11**

# К ВЫБОРУ ТИПА ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ И КУЛЬТУРЫ

## TO THE CHOICE OF FLOORS FOR THE RECONSTRUCTION AND RESTORATION OF MONUMENTS AND CULTURE

*К.т.н., доцент* ***Грязнов М. В.****, 8(4922)47-98-04, магистр* ***Сережкина А.А.,*** *магистр* ***Юдина Т.А.,****студент* ***Бледных Е.О****.(Владимирский государственный университет)*

*Ph.D.* ***Gryaznov M.V.,*** *master student* ***Seryozhkina A.A.,****master student* ***Yudina T.A****.,student* ***Blednykh E.O****.(Vladimir State University)*

**Аннотация**

В статье рассмотрены возможные конструктивные решения перекрытий применяющихся при реконструкции и ремонте памятников архитектуры и культуры. Рассмотрена целесообразность применения данных перекрытий имеющих различные сроки службы.

**Ключевые слова:** конструктивные решения перекрытий, реконструкция, ремонт, памятники архитектуры и культуры.

**Abstract**

The article discusses the possible designs ceilings applicable in the reconstruction and repair of architectural and cultural monuments. Explore the viability of these floors have different useful lives.

**Keywords:**constructive solutions floors, reconstruction, repair, monuments and culture.

Нужно ли восстанавливать храмы? Возможно, отрицательный ответ был бы справедлив, если бы храмы имели исключительно архитектурно-музейное значение. Однако, помимо этого, православные храмы всегда были объединяющим, организующим и развивающим элементом жизни народа. В современных условиях их восстановление является одним из значимых факторов возвращения людей к духовным истокам. В России и в нашем крае, в частности, строятся новые храмы и монастыри, восстанавливаются разрушенные, разорённые

и бездействующие в годы активной атеистической пропаганды, военный и послевоенный периоды.

Практически невозможно сосчитать точное число существующих ныне храмовых зданий, так как, во-первых, не всюду сохранились источники и живые очевидцы времени закрытия и дальнейшей жизни храмовых сооружений, а во-вторых, нет представления о том, при какой степени разрушенности о здании можно говорить как о реально существующем архитектурном объекте. В частности, в связи с нахождением в неэксплуатируемом состоянии произошло разрушение менее долговечных конструкций. В первую очередь это относится к деревянным элементам. Так как стены в основном выполнены из кирпичной кладки, то наиболее подвержены разрушению деревянные перекрытия и покрытия. Поэтому при восстановлении храмов зачастую возникает масса проблем, одной из которых является выбор наиболее рационального варианта перекрытия.

В настоящее время существует множество инженерных решений, но все ли они подходят в данном случае? Один из критериев – это стесненность условий строительства. Например, многие храмы и церкви находятся в непосредственной близости с различными строениями, либо на территории часто расположено кладбище, либо само здание стоит на холме и т.п. Такого рода территориальные стеснения не только снижают производительность строительных машин и механизмов, но и в ряде случаев ограничивают их применение, в связи, с чем резко возрастает доля ручного труда. В результате все это приводит к росту трудозатрат, удорожанию строительства и увеличению его продолжительности. Поэтому возникает необходимость возведения перекрытий с максимально низкими трудозатратами.

По технологии возведения различают перекрытия:

- Монолитные;
- Сборные;
- Сборно-монолитные;
- Деревянные.

Высокими показателями прочности характеризуются монолитные железобетонные перекрытия, которые применяются при возведении крупных объектов и призваны выдерживать большие нагрузки. Перекрытия из железобетона несгораемые и долговечные (нормативный срок службы 150 лет).

Монолитный железобетон актуален в тех случаях, когда требуется обеспечить общую жесткость строения, особенно если здание имеет сложную форму, не предусматривающую возможности применения типовых конструкций, что очень часто встречается при реконст-

рукции храмов. Изготовление перекрытия на строительной площадке – процесс трудоемкий. Армирование происходит на месте и с помощью установок заливается бетоном, в результате чего строительный процесс движется гораздо медленнее, чем при монтаже типовых элементов.

Наибольшее применение в настоящее время получило монолитное перекрытие с несъемной опалубкой из профилированного настила (см. рис. 1). Преимущество данного перекрытия заключается в возможности его устройства при не стандартах и не модульных размерах помещений. Кроме того его применение позволяет значительно сократить сроки реконструкции.

Применение сборных плит перекрытий применяемых, как и в зданиях массового строительства не всегда оправдана – так как эти междуэтажные перекрытия при возведении требуют использования строительной техники, что при стесненных условиях строительства практически невозможно.

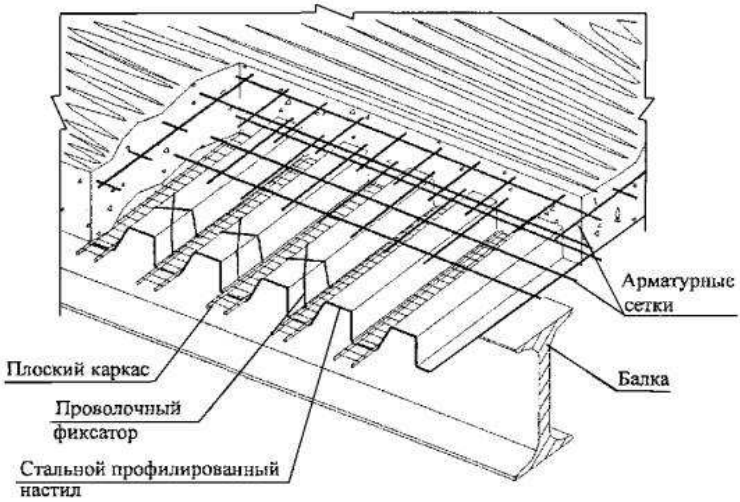



Рисунок 1. Перекрытие из монолитного железобетона по профилированному настилу

По-прежнему популярно устройство деревянных перекрытий (см. рис. 2). И это не удивительно – ведь дерево экологически чистый материал и сделать перекрытие из древесины гораздо легче, так как

возможна быстрая резка и подгонка конструкций, что не скажешь о железобетоне или металле. Преимущества деревянных перекрытий - это и относительно невысокая стоимость материалов и работ, также немалая экономия за счёт отсутствия необходимости применения грузоподъёмных механизмов.

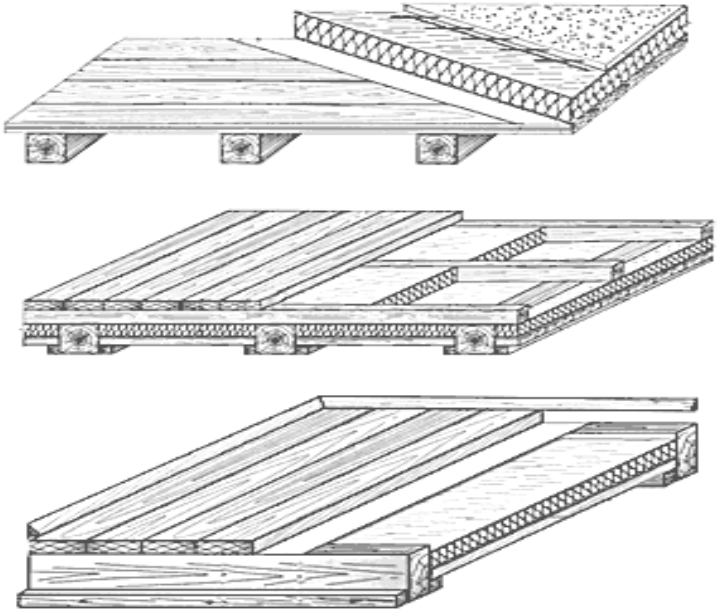


Рисунок 2. Конструктивное решение деревянного перекрытия

Но строительство перекрытий из дерева предусматривает уменьшение межремонтного срока эксплуатации, так как возможны загнивание древесины, усушка и образование трещин. Нормативный срок службы деревянного перекрытия – 60 лет. Поэтому деревянные межэтажные перекрытия – не лучшее вложение средств. К тому же время эксплуатации храмов не является актуальным показателем, поэтому необходимо стремиться к применению более прочных и долговечных конструкций. Тем более на строительном рынке появляется все больше новых материалов – например, облегченные часторебристые перекрытия.

Часторебристые перекрытия, заполненные пустотелыми блоками, имеют основное преимущество - возможность ручного монтажа, связанная главным образом с небольшим весом отдельных элементов. Основными конструкциями часторебристых перекрытий являются железобетонные ребра и пустотелые блоки. Ребра являются конструкционными элементами, переносящими нагрузку с перекрытия на венец, а затем на стены. Пространство между ними заполняется пустотелыми блоками, размеры которых подгоняются к расстоянию между ребрами. Срок службы такого перекрытия порядка 120 лет. Кроме того, перекрытия из железобетона и пенобетона обладают более высокими шумоизолирующими характеристиками.

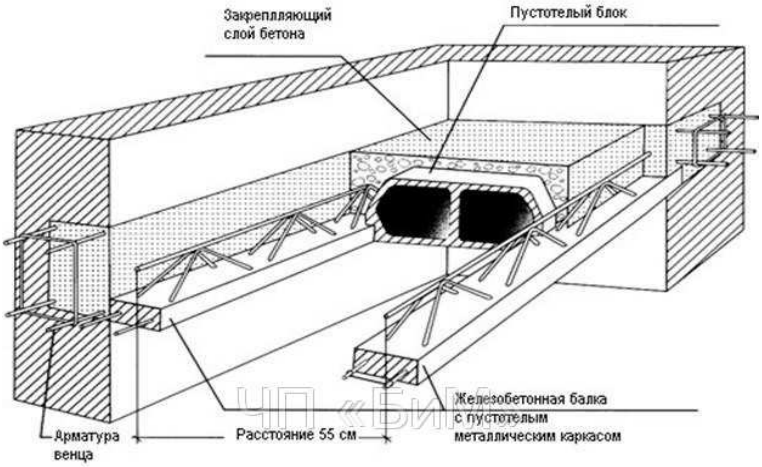



Рисунок 3. Сборно-монолитное часторебристое перекрытие

Таким образом, при выборе перекрытий приходиться делать выбор не только с учетом стоимости, простоты возведения, срока службы. Так же необходимо решить, хотим ли мы сохранить первоначальный вид деревянных перекрытий и не вызвать увеличение нагрузки на стены и фундамент, но при этом заведомо получить менее долгий срок службы или же путем увеличения нагрузки возвести железобетонное перекрытие на более длительный срок дальнейшей эксплуатации.

УДК 624.011.1:624.078.4

# РАСЧЁТ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ЦИКЛИЧЕСКИ-СИММЕТРИЧНЫХ СИСТЕМ НА ОСНОВЕ БЛОК-МОДУЛЕЙ С УЧЕТОМ УПРУГОЙ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

## CALCULATION OF SPATIAL CYCLIC AND SYMMETRIC SYSTEMS ON THE BASIS OF BLOCK MODULES TAKING INTO ACCOUNT THE ELASTIC PLIABILITY OF NODAL CONNECTIONS

*д.т.н.* ***Гурьев А.Ю.,*** *д.т.н., проф.* ***Лабудин Б.В.****(Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В.Ломоносова)*
*Dr.* ***Guryev A.U.,*** *Dr. Professor* ***Labudin B.V.****(Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov)*

**Аннотация**

На примере сферического купола рассматривается методика расчета циклически-симметричных систем из клееной древесины с учетом действительных характеристик узловых соединений.

**Ключевые слова:** циклически-симметричная система, податливость узловых соединений.

**Summary**

On the example of a spherical dome the method of calculation of cyclic and symmetric systems from glued wood taking into account the valid characteristics of nodal connections is considered.

**Keywords:** cyclic and symmetric system, pliability of the nodal connections.

В класс циклически-симметричных конструкций можно отнести купола различных видов, шатровые конструкции, градирни и др. сооружения. Современные конструкции с их разнообразными инженерными решениями вызывают необходимость применения новых методов расчета, отражающих действительную работу сооружений. В соответствии с этим разработка методов статического и динамического расчета этих конструкций имеет большое теоретическое и прикладное значение [1, 2].

В настоящее время в теории расчета стержневых систем сложилось два главных направления. К первому направлению относятся работы, основанные на различных вариантах перехода к эквивалентной ей континуальной модели. Другим направлением

является представление конструкции адекватными стержневыми схемами.

При сложных схемах загружения и сложных граничных условиях, а также неодинаковых жесткостях элементов переход от сплошной среды к стержневой дискретной системе вызывает значительные трудности и исключает более точное рассмотрение напряженно-деформированного состояния этих конструкций.

При расчете стержневых систем более приемлемым представляется подход второго направления, основанный на использовании дискретной схемы и применением соответствующих классических методов строительной механики стержневых систем. Применение дискретных расчетных моделей, позволяет более точно изучить напряженно-деформированное состояние стержневых конструкций. В некоторых случаях рациональна различная конечноэлементная дискретизация стержневых систем, которая дает достаточно хорошие результаты.

Наиболее полно пространственный характер работы стержневых конструкций, обладающих регулярностью и циклической симметрией содержится в работах Д.В. Вайнберга, С.З. Динкевича, А.А. Журавлева, В.А. Игнатьева, Б.Н. Кутукова, В.А. Лебедева, М.Е. Липницкого, А.И. Сегаля, В.А.Трулля, В.Г. Чудновского и др. В этих работах стержневую конструкцию рассматривают как пространственную стержневую систему, подверженную воздействию сложной пространственной системы сил.

Однако общим недостатком работ, посвященных расчету пространственных конструкций, является то, что обычно оперируют идеализированными расчетными схемами, в которых конструктивные элементы соединяются абсолютно жестко или при помощи сферических шарниров. В действительности в конструкциях из дерева соединения элементов являются упругоподатливыми. В общем случае жесткость связей изменяется от 0 до $\infty$. При расчете статически неопределимых пространственных стержневых систем учет действительной жесткости и податливости связей приобретает особо важное значение.

Таким образом, для надежного и рационального проектирования циклически-симметричных систем из клееной древесины предлагается метод, в котором учитывались бы

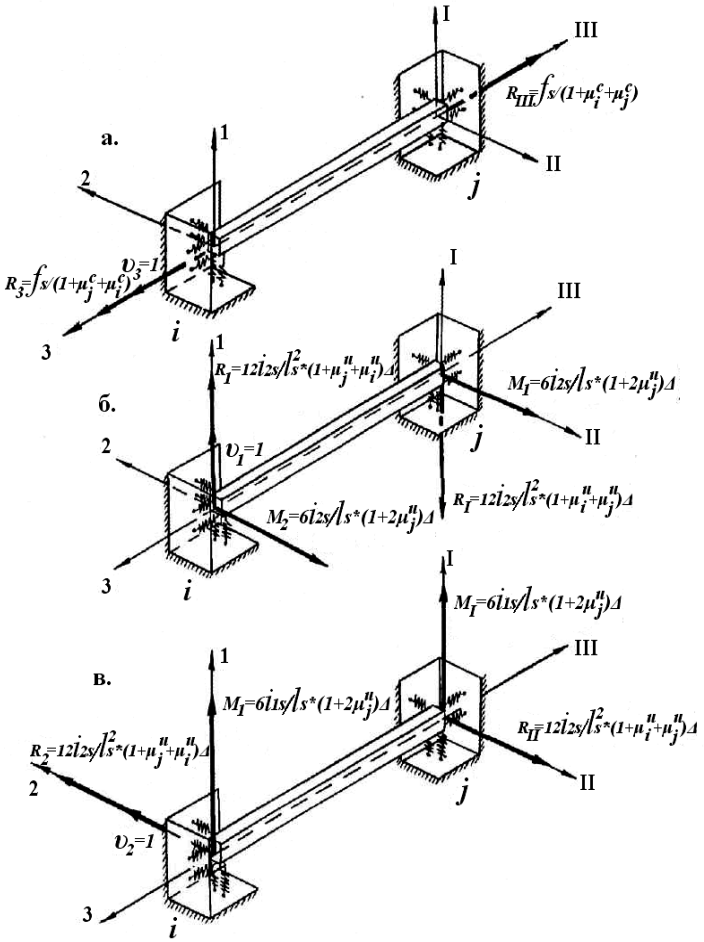



Рисунок 1. Реакции концов стержня, вызванные действием компонент бивектора единичных перемещений $V_i$ узла $i$ по направлению главных осей инерции поперечного сечения стержня с упруго-податливым закреплением узлов: а - деформации растяжения-сжатия по оси 3; б, в - деформации смещения по осям 1,2.

действительные характеристики податливости (жесткости) узловых соединений, а сам расчетный аппарат имел бы ясный физический смысл, вписываясь в классические расчетные схемы.

Покажем это на примере сферического купола разбивкой по Фуллеру. Узлы конструкции как бы «укладываются» на поверхность

вращения в точках пересечения меридианов и параллелей. Внешние нагрузки, перемещения узлов и усилия удобно представить шестимерными векторами (бивекторами), компоненты которых в координатных системах натуральных осей параллелей *τ, n, b* могут быть разложены с достаточной точностью в тригонометрический ряд, подобный ряду Фурье. Бивекторы внешней нагрузки представляются в виде 6 х 1 столбцовых матриц.

Для расчета стержневой купольной конструкции применим метод перемещений. Основная система образуется путем введения в узлы конструкции жестких тел (призм) и раскрепление их упругими связями, устраняющих линейные и угловые перемещения узлов по направлению осей $\tau$ , *n, b* (рис. 1).

При расчете циклически симметричных систем методом перемещений на воздействие внешних нагрузок, изменяющихся вдоль параллели по гармоническому закону, достаточно составить каноническое уравнение для одного узла каждой параллели узлов. Эти уравнения будут одинаковыми для всех узлов данной параллели. Канонические уравнения для пространственной циклически-симметричной системы блок-модуля $\mathbf{m_0}$ (рис. 2) с геодезической разбивкой на поверхности сферы, можно представить:

$$\left.\begin{aligned}
&r_{0,0}z_0 + r_{0,i}z_i + r_{0,i+1}z_{i+1} + r_{0,i+2}z_{i+2} + r_{0,i+3}z_{i+3} + r_{0,i-1}z_{i-1} + R_{0,P} = 0\\
&r_{i,i}z_i + r_{i,0}z_0 + r_{i,i+1}z_{i+1} + r_{i,i-1}z_{i-1} + r_{i,j}z_j + r_{i,j-1}z_{j-1} + r_{i,k}z_k + R_{i,P} = 0\\
&r_{i+1,i+1}z_{i+1} + r_{i+1,0}z_0 + r_{i+1,i}z_i + r_{i+1,i+2}z_{i+2} + r_{i+1,j}z_j + r_{i+1,j+1}z_{j+1} + r_{i+1,k+1}z_{k+1} + R_{i+1,P} = 0\\
&r_{j,j}z_j + r_{j,i+1}z_{i+1} + r_{j,i+1}z_{i+1} + r_{j,k}z_k + r_{j,k+1}z_{k+1} + R_{j,P} = 0\\
&r_{k,k}z_k + r_{k,i}z_i + r_{k,j}z_j + r_{k,j-1}z_{j-1} + R_{k,P} = 0\\
&r_{k+1,k+1}z_{k+1} + r_{k+1,i+1}z_{i+1} + r_{k+1,j}z_j + r_{k+1,j+1}z_{j+1} + R_{k+1,P} = 0
\end{aligned}\right\} \quad (1)$$

В системе (1) коэффициенты *r* представляют 6 х 6 матрицы компонент бивекторов реактивных сил *R* , в связях узлов, которым соответствует первый индекс, вызванных единичными перемещениями узлов, которым соответствует второй индекс; $Z_o$, $Z_j$, ...., $Z_{j-1}$ - 6 х 1 матрицы компонент бивекторов перемещений узлов *0, i, ...., j-1* по направлению осей *τ, n, b,* связанных с этими узлами; $R_{OP}$, $R_{iP}$, ...., $R_{iP}$ - 6 х 1 матрица компонент бивекторов реактивных сил в связях узлов *0, i, ….,j* от воздействия внешних нагрузок. Матрицы *r* определяются выражениями:

$$
\left.
\begin{aligned}
&r_{0,0} = \varepsilon_0^{0,i} + \varepsilon_0^{0,i+1} + \varepsilon_0^{0,i+2} + \varepsilon_0^{0,i+3} + \varepsilon_0^{0,i-1};\\
&r_{i,i} = \varepsilon_i^{0,i} + \varepsilon_i^{i,i+1} + \varepsilon_i^{i,j} + \varepsilon_i^{i,k} + \varepsilon_i^{i,i-1} + \varepsilon_i^{i,j-1};\\
&r_{i+1,i+1} = \varepsilon_{i+1}^{0,i+1} + \varepsilon_{i+1}^{i,i+1} + \varepsilon_{i+1}^{i+1,i+2} + \varepsilon_{i+1}^{i+1,k+1} + \varepsilon_{i+1}^{i+1,j+1} + \varepsilon_{i+1}^{i+1,j};\\
&r_{j,j} = \varepsilon_j^{j,i} + \varepsilon_j^{j,i+1} + \varepsilon_j^{j,k} + \varepsilon_j^{j,k-1} + \varepsilon_j^{j,l} + \varepsilon_j^{j,m};\\
&r_{k,k} = \varepsilon_k^{k,i} + \varepsilon_k^{k,j} + \varepsilon_k^{k,j+1} + \varepsilon_k^{k,n} + \varepsilon_k^{k,l} + \varepsilon_k^{k,m-1};\\
&r_{k+1,k+1} = \varepsilon_{k+1}^{k+1,i+1} + \varepsilon_{k+1}^{k+1,m} + \varepsilon_{k+1}^{k+1,j} + \varepsilon_{k+1}^{k+1,n+1} + \varepsilon_{k+1}^{k+1,l+1};+\varepsilon_{k+1}^{k+1,j+1};\\
&r_{0,i} = \varepsilon_i^{0,i}\ .
\end{aligned}
\right\}, \qquad (2)
$$

В данной методике, также легко учитываются параметры податливости узловых соединений, как и для одного узла [1].

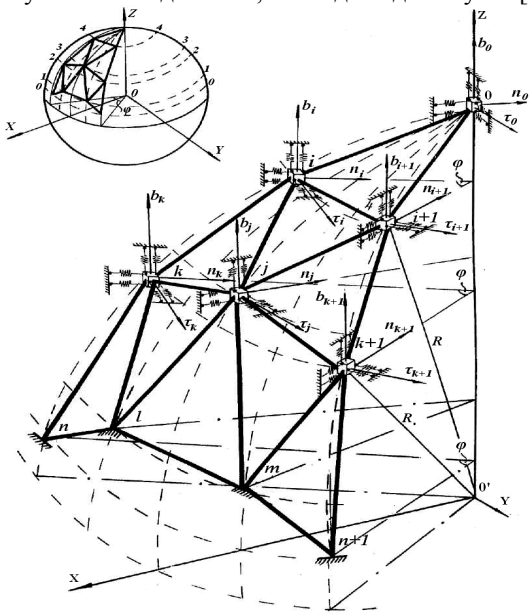



Рисунок 2. Основная система расчетного элемента (блок-модуля) $\mathbf{m_0}$ сферического купола

***Список литературы:***


1. Лабудин Б.В., А.Ю. Гурьев Геодезические купола из клеёных деревянных элементов./ Архангельск: Изд-во АГТУ, 2007, 171с.

2. А.Ю.Гурьев, Б.В.Лабудин. Расчет пространственных циклически-симметричных систем на основе блок-модулей // Материалы восьмой всероссийской научно-технической конференции 26 февраля 2010 г. "Вузовская наука - региону", I том, г.Вологда: Изд-во ВоГТУ, 2010, с.170-172.

624.012.41

# СТАЛЕБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПУСТОТНОРЕБРИСТЫМИ ПЛИТАМИ

## HOLLOW CORE SLABS WITH REINFORCED CONCRETE RIBBED PLATE

***д.т.н., проф. Давиденко О.І., инж. Давиденко О.О.***
*(Національний університет біоресурсів та природокористування України, м. Київ, Україна)*

*prof.* ***Davydenko A,*** *Eng.* ***Davydenko O*** *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine, Kyiv, Ukraine)*

**Аннотация**

В статье рассматривается актуальность и целесообразность применения пустотноребристых плит перекрытия в массовом строительстве.

**Ключевые слова:** пустотноребристая плита перекрытия, массовое строительство, панельные дома.

**Abstract**

Relevance and expediency of application hollow plate overlapping in mass construction are come into a question.

**Keywords:** overlapping hollow plate, mass construction, prefab houses.

*Постановка проблемы.* В последнее время большое внимание уделяется программе «доступное жилье» не исключено, что в обозримом будущем технологии панельного домостроения отечественные и финские будут активно использоваться в Украине [1]. Ожидается, что такие дома могут появиться в конце 2013 года.

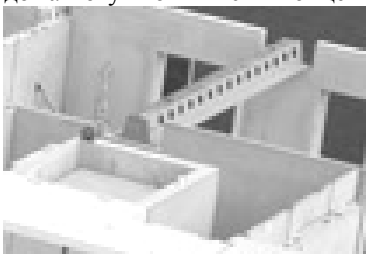


Рис. 1. Установка сталебетонной балки в крупнопанельном здании с последующим монтажом на балку пустотных плит [1].

Однако, учитывая, что в Украине территории со сложными инженерно-геологическими условиями занимают более 70% (оползни, подтопления, подработки и др.), а 40 % охвачены непосредственным влиянием опасных сейсмических явлений, требуется дополнительные мероприятия при возведении панельных зданий: устройство жестких дисков перекрытий, усиления узлов крепления панелей и перекрытий и т.д.. К тому же, увеличение уровня сейсмической интенсивности в населенных пунктах сейсмоопасных районов Украины, согласно новых норм ДБН В.1.1-12-2006 [2], требует дополнительных мероприятий по обеспечению надежности зданий. Панельные дома старой постройки, особенно, с трехслойными стеновыми панелями, например, серии 1-464А с панелями перекрытий, уложенными насухо, согласно данной серии, не справляются с динамической нагрузкой (рис. 2).

*Целью данных исследований* является создание эффективного сталебетонного перекрытия. *Анализ последних исследований* в области сборно-монолитных перекрытий [3, 4] позволяет предложить сборные сталебетонные ригели (рис.3) с перекрытием в виде пустотноребристых плит, изготавливаемые как на площадке, так и в заводских условиях.

Рис. 2. Отклонения от проектного положения и обрушение трехслойных стеновых панелей и плит перекрытий в панельном здании серии 1-464 А.

*Изложение материала исследований.* При создании конструктивного решения ригеля сталебетонного перекрытия за основу принята система сборного перекрытия «Дельта Балки» [5]. Основными недостатками «Дельта Балки» является односторонний

шов соединения стенки и нижней полки, на которую опираются многопустотные железобетонные плиты, повышенный расход стали на верхний пояс значительной толщины, заполнение бетоном пространства между стенками в растянутой зоне, что приводит к увеличению веса «Дельта Балки».

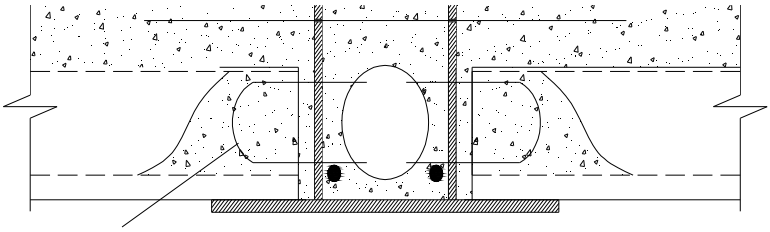


Рис. 3. Сборно-монолитное перекрытие с пустотноребристыми преднапряженными плитами.

В отличие от системы «Дельта Балка» в предлагаемом сталебетонном варианте перекрытия (рис.3) в ригеле использованы: вертикальные стальные стенки с отверстиями, пустотообразователь в растянутой зоне бетона ригеля, вместо верхнего стального пояса ригеля использована верхняя надопорна арматура, которая проходит в отверстия в стенках балки, и воспринимает отрицательный момент, эффективные по весу, несущей способности и трудоемкости изготовления пустотно-ребристые плиты, Вместо каркасов, которые устанавливаются в стыки между многопустотными плитами в системе «Дельта – балка», использованы арматурные петли, заведенные в пустотообразователи плит и отверстия перфорированных стенок ригеля, с целью фиксирования картонного пустотообразователя ригеля во время бетонирования и увеличения жесткости соединения.

Пустотноребристые плиты приведены на рис. 4. В качестве пустотообразователей использованы картонные трубы. Промышленные испытания пустотноребристых плит проведены на сертифицированном оборудовании в ЭКБ НИИСК. Разработанное конструктивное решение многопустотной ребристой плиты защищено декларационным патентом Украины [6].

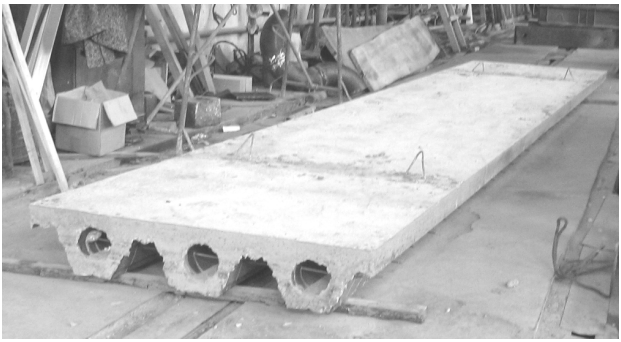


Рис. 4. Пустотноребристая плита размером 1,0 х 6,0 м после изготовления и распалубки.

*Выводы:*

- предлагаемое решение ригеля с пустотообразователем в растянутой зоне отличается повышенной удельной несущей способностью по сравнению с дельта–балкой за счет снижения собственного веса и снижением расхода стали.

- для строительства новых панельных домов в Украине, не исключая иностранные технологии, необходимо разработка ряда мероприятий учитывающих сложные инженерно - геологические условия и сейсмическую активность Украины.

*Список литературы*

1 Н. Белоусова. Социальное жилье по-фински /http://smi.liga.net/articles.

2 ДБН В.1.1-12 2006. «Будівництво у сейсмічних районах Україні»/ Київ. Мінбуд України. -2006.- 61 с.

3 Сборно-монолитные перекрытия, /www.solostroyservice.ru/ page/page67.html.

4 Сборно монолитное перекрытие из газобетонных блоков/ www.gazobeton78.ru

5 Дельта Балка. Peikogroup. Каталог продукции 2009/ http://www.peikko.com.

6 Пат. 14587 Україна, МПК Е 04 В 5/32. Багатопорожнинна залізобетонна конструкція перекриття зі сталевим профільованим настилом: Пат. 14587 Україна, МПК Е 04 В 5/32 / Давиденко О.І., Присяжнюк М.В., Давиденко М.О., Бамбура А.М., Бєлов І.Д. (Україна); ДонДТУ. – № 200511604; Заявл. 06.12.05; Опубл. 15.05.06, Бюл. № 5. – 2 с.

**УДК 624.011.14:624.078.41:624.046**

# РАСЧЕТ ЗУБА КОГТЕВОЙ ШПОНКИ КАК БАЛКИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

## CALCULATION OF TOOTH CLAW COTTERS AS A BEAM ON ELASTIC FOUNDATION

***Е.В. Данилов**, (Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)*

***E.V. Danilov**, (St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)*

**Аннотации**

В статье предлагается подход к определению несущей способности зуба когтевой шпонки с учетом таких факторов, как геометрия зуба и модуля упругости металла шпонки. Данное решение основывается на гипотезе пропорциональности изгибающего момента в сечении зуба прогибу, в связи с характерной треугольной формой зуба.

Ключевые слова: когтевые шпонки, шпонки типа Bulldog, металлические зубчатые пластины.

The paper presents an approach to the determination of the carrying capacity of the tooth claw cotters based on factors such as the geometry of the tooth and the modulus of elasticity of the metal connector. This decision is based on the assumption the proportionality of the bending moment in the cross section to tooth deformation, due to the distinctive triangular shape of the tooth.

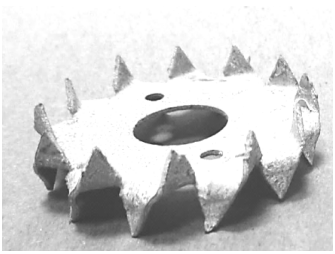
Key words: toothed ring connection, cotters Bulldog type, punched metal plates.

При производстве строительных конструкций, как правило, возникает проблема в обеспечении большой несущей способности соединений на малых площадях при болтовых соединениях. Для этого были разработаны различные типы соединений с введением специальных вспомогательных частей, таких, как деревянные и металлические шпонки. В 20х годах XX века появляются специальные виды шпонок типа Bulldog, и т. п., которые устанавливаются между сплачиваемыми досками без предварительного сверления гнезда - путем вдавливания.

Когтевая шпонка Bulldog - это соединительный элемент в виде двухсторонней или односторонней зубчатой шпонки, изготовленной из круглой пластины, края которой вырезаны и наклонены под углом $90^0$ к ее плоскости, образуя треугольные когти (рис. 1). Нагрузка, передающаяся от сдвигаемых элементов соединения, воспринимается

суммарной площадью внедренных когтей, через которые передается на другие элементы. Для того чтобы объективно прогнозировать несущую способность соединений необходимо получить теоретическую зависимость способности соединения и факторов, влияющих на нее. На сегодняшний день расчетные формулы несущей способности шпонки представлены в Eurocode 5 и являются эмпирическими, но они не учитывают изменения несущей способности при увеличении плотности древесных элементов соединения более 350 кг/м$^3$. Таким образом, получение теоретических зависимости несущей способности зуба шпонки от механических характеристик материала металла и древесины, а так же формы зуба, является актуальной задачей.

а) б)



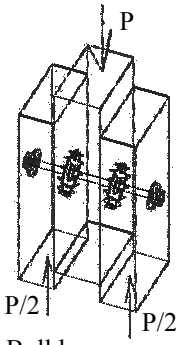



Рис. 1 – Когтевая пластина Bulldog:
а - внешний вид когтевой пластины; б - принципиальная схема нагельного соединения с использованием когтевых шайб.

По своей работе зубцы когтевых пластин аналогичны зубцам МЗП. На сегодняшний день существуют методы расчета позволяющие определять прочность и жесткость узловых соединений на МЗП с учетом упруго-вязких и пластических деформаций. Существенное отличие в работе зубцов когтевой шпонки и МЗП заключается в переменном моменте инерции *I(x)* по сечению когтя (для шпонок), в связи с их треугольной формой. При расчетах несущей способности МЗП, форма зуба принимается прямоугольной. Это существенное различие оставляет перспективы для изучения работы когтевой пластины с учетом треугольной формы зубцов.

Если рассмотреть зуб когтевой шпонки, внедренной в древесину, как балку на упругом основании (рисунок 2), то нахождение несущей способности зуба выполнимо через следующую зависимость:

$$EI(x)\frac{(d^4y)}{(dx^4)} - ky = 0 \qquad (1)$$

где $EI(x) \neq$const; $k$– коэффициент постели; $y$ – перемещение; $x$ – координата длины когтя.

Решение данного уравнения четвертого порядка представляет собой трудоемкую задачу, поскольку для его решения нет стандартного решения. Однако, так же можно сделать замечание, что момент в сечении зуба $M(x)$, возникающий от усилия $P_0$, увеличивается от острия когтя к его основанию. Момент инерции $I(x)$, в свою очередь, так же увеличивается от острия к основанию зуба.

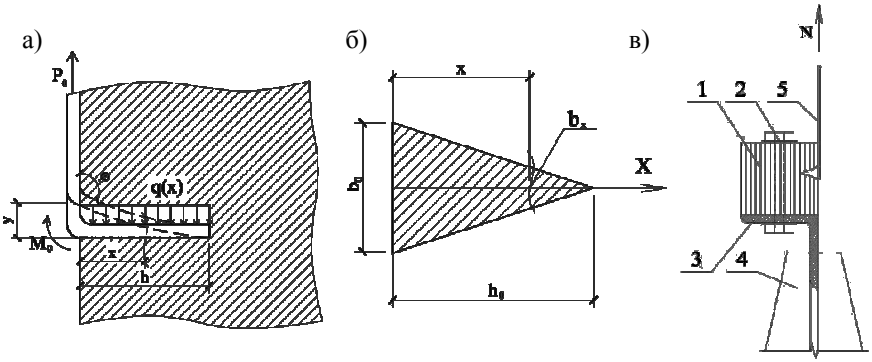



Рис. 2 – а) схема к расчету зуба когтевой шпонки, б) геометрия зуба шпонки 3)испытательная установка: 1 – параллелепипед, выполненный из древесины 50х50х30 мм, 2 - стяжной болт Ø8 мм, 3 – равнополочный уголок 50х5 мм, 4 – захват испытательной машины, 5 – полоса с когтем.

Из вышесказанного можно сделать предположение, что перемещения зуба шпонки $y$ прямо пропорциональны изгибающему моменту в сечении $M(x)$. Или $M(x) = -k_0 y$ тогда:

$$EI(x)\frac{d^2}{dx^2} + k_0 y = 0. \qquad (2)$$

Функция осевого момента инерции сечения зуба:

$$I(x)\frac{b_x S^3}{12} = \frac{b_x S^3}{12} - \frac{b_0 S^3}{12h_0}x = a - c_0 x; \quad \text{при } a = \frac{b_0 S^3}{12};\ c_0 = \frac{b_0 S^3}{12h_0}; \qquad (3)$$

где $b_x, S, h_0, b_0$ - геометрические характеристики зуба;

тогда после математических преобразований и подстановок можно получить следующее уравнение:

$$t^2 y'' + bty = 0. \quad (8)$$

Решение уравнения (8) не выражается через элементарные функции и приводит к использованию функций Бесселя. Выполняя математические преобразования и подстановки можно выразить зависимости *y(x), φ(x), M(x), Q(x), q(x),* от геометрических характеристик зуба шпонки, модуля упругости металла и усилия прилагаемого к зубу шпонки.

Для проверки выдвинутой гипотезы о пропорциональности изгибающего момента сечения *M(x),* и прогиба *y* с реальными значениями необходимо провести эксперимент, аналогичный [1], подтверждающий гипотезу. Необходимо внедрить 1 зуб шпонки в древесину, согласно рисунку 2, и при заданном усилии *P* измерить деформации *y* в основании зуба (при *x=0*). При этом должны быть использованы материалы и их габариты соответствующие реальным.

В случае успешного подтверждения гипотезы, полученные уравнения *y(x), φ(x), M(x), Q(x), q(x)* могут быть приняты за основу расчета несущей способности соединений на когтевых шпонках. Для металла зуба несущая способность может быть исчерпана достижением предельных значений изгибающего момента *M(x),* когда происходит предельный отгиб зуба *φ(x),* что дает критическое значение деформаций *y(x),* при этом величина *P* должна быть не более величины $P_0$ соответствующей расчетному значению $M(x)_{расч}$ или предельному перемещению пластины 1,5 мм, согласно пп. 8.49 [2]. Для древесины основания несущая способность может быть исчерпана при достижении напряжения смятия $\sigma_{см} = q(x)$, возникающими в месте передачи нагрузки от зуба к основанию при усилии *P*, которое должно быть не более $R_{см}$ для древесины. Из полученных значений *P* выбирается наименьшее значение и принимается в качестве несущей способности зуба пластины.

Таким образом, задача в получении зависимости несущей способности одного зуба от факторов (геометрия зуба, материал шпонки) может иметь решение.

*Список литературы:*


1. *Копаница Д. Г., Лоскутова Д. В., Савченко В. И., Пляскин А. С.* Определение коэффициента постели для расчета узлового соединения элементов из древесины на МЗП / Вестник ТГАСУ №2 2011. – 82 стр.
2. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная версия СНиП П-25-80. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко институт ОАО «НИЦ «Строительство». М.: 2011. – 87 с.

**УДК 624.011**

# АЛГОРИТМЫ АППРОКСИМАЦИИ ДЕРЕВЯННЫХ РЕБРИСТЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОРТОТРОПНЫМИ ПЛАСТИНАМИ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

*д.т.н., проф.* ***Жаданов В.И.,*** *к.т.н., ст. преп.* ***Украинченко Д.А.***
*(Оренбургский государственный университет, Россия)*
*д.т.н., проф.* ***Инжутов И.С.*** *(Сибирский федеральный университет, Россия)*

**Аннотация**

Показана целесообразность оценки напряженно-деформированного состояния совмещенных деревянных ребристых конструкций с учетом их работы в составе пространственной системы здания или сооружения. Предложено ребристые плиты и панели, входящие в состав здания, задавать в виде приведенных ортотропных пластин прямоугольного поперечного сечения. Приведена методика определения жесткостных характеристик таких пластин. Рассмотрены возможные варианты поперечных сечений конструкций – с односторонней или двухсторонними обшивками.

В последние десятилетия в практике отечественного и зарубежного малоэтажного строительства широкое применение получили деревянные панельные конструкции, которые одновременно выполняют несущие и ограждающие функции [1]. Особенностью таких панелей является то, что их основные продольные ребра выполняют роль колонн или балок перекрытий, а обшивки, включенные в общую работу плиты или панели вместе со вспомогательными элементами являются ограждениями зданий и сооружений. Существующие методики расчета совмещенных деревянных изгибаемых плит покрытия (перекрытия) и сжато-изгибаемых панелей стен [2, 3] позволяют достаточно точно оценить их фактическое напряженно-деформированное состояние.

Вместе с тем, такие совмещенные ребристые конструкции превращают строительный объект в цельную пространственную систему, в которой все составные части взаимодействуют между собой, обеспечивая перераспределение усилий между отдельными

элементами за счет узловых соединений. Сочетание действующих на здание вертикальных и горизонтальных нагрузок вызывает в конструкциях расчетные усилия. Очевидно, что эти усилия будут существенно отличны от усилий, полученных при рассмотрении отдельно взятых плит или панелей, что необходимо учитывать при исследовании составных элементов пространственной системы. Такой подход позволит наиболее точно оценить фактическое напряженно-деформированное состояние каждой конструкции и, как следствие, повысить эксплуатационную надежность проектируемого объекта в целом. В связи с этим авторы предлагают расчет пространственных систем малоэтажных зданий и сооружений, образованных совмещенными ребристыми конструкциями, производить в три стадии, по принципу многоуровневой декомпозиции дискретно-континуальных систем [4].

На первой стадии здание или конструкция моделируются конечными элементами при их относительно редкой сетке. Плиты и панели, входящие в состав здания, могут быть заданы в виде приведенных ортотропных пластин прямоугольного поперечного сечения, жесткостные характеристики которых авторы предлагают определять по нижеприведенной методике.

Будем полагать, что плита или панель изготовлены в виде перекрестной системы ребер с односторонней, или двухсторонней обшивкой. Число ребер $m_{op1}$, $m_{op2}$ в каждом из ортогональных направлений должно быть не менее двух, т.е. $m_{op1} \geq 2$, $m_{op2} \geq 2$. Поперечное сечение конструкции показано на рис.1. В продольном направлении структура сечения аналогична.

Пусть высота $h_{np}$ ортотропной пластинки, которой аппроксимируется панель, равна полной высоте ребристой панели. При односторонней обшивке - $h_{np} = h + \delta_ф$, при двухсторонней обшивке - $h_{np} = h + 2\delta_ф$. Величины приведенных моментов инерции поперечного (1-1) и продольного (2-2 ) сечений $I_{1np}$, $I_{2np}$ соответственно (рис.1) определим на основе выражений:

- односторонняя обшивка:

$$I_{1np} = m_{op1} \cdot \left( \frac{b_1 \cdot h^3}{12} + b_1 \cdot h \cdot \left( y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + \frac{E_{1ф}}{E_{1д}} \cdot b_{1ф} \cdot \delta_ф \cdot \left( h - y_0 + \frac{\delta_ф}{2} \right)^2, \qquad (1)$$

$$I_{2np} = m_{op2} \cdot \left( \frac{b_2 \cdot h^3}{12} + b_2 \cdot h \cdot \left( y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + \frac{E_{2ф}}{E_{1д}} \cdot b_{2ф} \cdot \delta_ф \cdot \left( h - y_0 + \frac{\delta_ф}{2} \right)^2; \qquad (2)$$

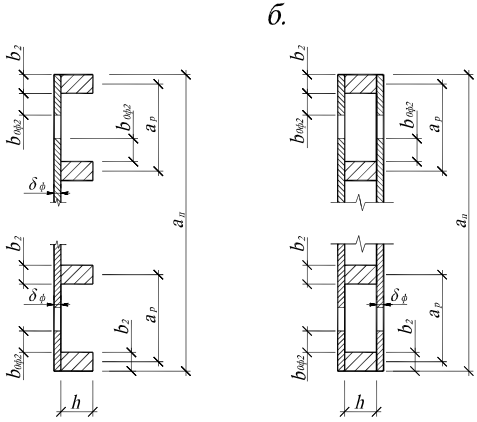



*Рис.1. Варианты продольных сечений плит и панелей: а – с односторонней обшивкой; б – с двухсторонней обшивкой.*

- двухсторонняя обшивка:

$$I_{1пр} = m_{op1} \cdot \frac{b_1 \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \frac{E_{1ф}}{E_{1д}} \cdot b_{1ф} \cdot \delta_ф \cdot \left( \frac{h + \delta_ф}{2} \right)^2, \qquad (3)$$

$$I_{2пр} = m_{op2} \cdot \frac{b_2 \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \frac{E_{2ф}}{E_{1д}} \cdot b_{2ф} \cdot \delta_ф \cdot \left( \frac{h + \delta_ф}{2} \right)^2. \qquad (4)$$

Приведенные модули упругости материала принятой ортотропной пластинки в направлениях *x, y* определяем из соотношений:

$$\frac{E_{1пр} \cdot h_{пр}^3}{12} = \frac{E_{1д} \cdot I_{1пр}}{b_n}, \quad \frac{E_{2пр} \cdot h_{пр}^3}{12} = \frac{E_{1д} \cdot I_{2пр}}{a_n}. \qquad (5)$$

Таким образом, $E_{1пр} = \frac{12 E_{1д} \cdot I_{1пр}}{b_n \cdot h_{пр}^3}$, $E_{2пр} = \frac{12 E_{1д} \cdot I_{2пр}}{a_n \cdot h_{пр}^3}$. (6)

Величины $b_{1ф}$ и $b_{2ф}$, равные:

$$b_{1ф} = 2b_{01ф} \cdot (m_{op1} - 1) + b_1 \cdot m_{op1} = k_{1об} \cdot (b_n - b_1 \cdot m_{op1}) + b_1 \cdot m_{op1}, \quad (7)$$

$$b_{2ф} = 2b_{02ф} \cdot (m_{op2} - 1) + b_2 \cdot m_{op2} = k_{2об} \cdot (a_n - b_2 \cdot m_{op2}) + b_2 \cdot m_{op2}, \quad (8)$$

характеризуют степень вовлечения обшивки в совместную работу с ребрами, а коэффициенты приведения $k_{1об}$, $k_{2об}$ должны определяться в

зависимости от величины шага ребер в ортогональных направлениях, толщины обшивки, величины сжимающего усилия и т.д.

Приведенный модуль сдвига $G_{12пр}$ в ортогональных направлениях определим из следующих соображений.

Будем полагать, что поперечные 1-1 и продольные 2-2 сечения плиты или панели состоят из прямоугольников. Согласно теории Сен-Венана момент инерции *i*-го прямоугольника при свободном кручении равен:

$$I_{ti} = \beta_i \cdot h_i \cdot b_i^3 \quad , \tag{9}$$

где $h_i$, $b_i$ - больший и меньший размеры рассматриваемого прямоугольника;

$\beta_i$ - коэффициент зависящий от отношения $h_i/b_i$.

Тогда жесткости при кручении панели для сечений 1-1, 2-2 будут равны:

- односторонняя обшивка:

$$G_{12} \cdot I_{1t} = m_{op1} \cdot G_{12д} \cdot \beta_{1д}\left(\frac{h}{b_1}\right) \cdot h \cdot b_1^3 + G_{12д} \cdot \overline{n} \cdot \beta\left(\frac{b_n}{\delta_ф}\right) \cdot \delta_ф^3 \quad ,$$

$$G_{12} \cdot I_{2t} = m_{op2} \cdot G_{12д} \cdot \beta_{2д}\left(\frac{h}{b_2}\right) \cdot h \cdot b_2^3 + G_{12д} \cdot \overline{n} \cdot \beta\left(\frac{a_n}{\delta_ф}\right) \cdot \delta_ф^3 , \tag{10}$$

где: $\overline{n} = \dfrac{G_{12ф}}{G_{12д}}$, $\beta\left(\dfrac{b_n}{\delta_ф}\right) \approx \beta\left(\dfrac{a_n}{\delta_ф}\right) = \dfrac{1}{3}$;

- двухсторонняя обшивка:

$$G_{12} \cdot I_{1t} = m_{op2} \cdot G_{12д} \cdot \beta_{1д}\left(\frac{h}{b_1}\right) \cdot h \cdot b_1^3 + 2 \cdot G_{12д} \cdot \overline{n} \cdot \frac{1}{3} \cdot b_n \cdot \delta_ф^3 \quad ,$$

$$G_{12} \cdot I_{2t} = m_{op2} \cdot G_{12д} \cdot \beta_{2д}\left(\frac{h}{b_2}\right) \cdot h \cdot b_2^3 + 2 \cdot G_{12д} \cdot \overline{n} \cdot \frac{1}{3} \cdot b_n \cdot \delta_ф^3 . \tag{11}$$

После вынесения $G_{12д}$ за скобки получим:

- односторонняя обшивка:

$$G_{12} \cdot I_{1t} = G_{12д} \cdot \left(m_{op1} \cdot \beta_{1д} \cdot \left(\frac{h}{b_1}\right) \cdot h \cdot b_1^3 + \frac{1}{3} \cdot \overline{n} \cdot b_n \cdot \delta_ф^3\right) = G_{12д} \cdot I_{1тпр} \quad ,$$

$$G_{12} \cdot I_{2t} = G_{12д} \cdot \left(m_{op2} \cdot \beta_{2д} \cdot \left(\frac{h}{b_2}\right) \cdot h \cdot b_2^3 + \frac{1}{3} \cdot \overline{n} \cdot a_n \cdot \delta_ф^3\right) = G_{12д} \cdot I_{2тпр} ; \tag{12}$$

-двухсторонняя обшивка:

$$G_{12}\cdot I_{1t}=G_{12\partial}\cdot\left(m_{op1}\cdot\beta_{1\partial}\cdot\left(\frac{h}{b_1}\right)\cdot h\cdot b_1^3+2\cdot\overline{n}\cdot\frac{1}{3}\cdot b_n\cdot\cdot\delta_\phi^3\right)=G_{12\partial}\cdot I_{1tnp}\quad,$$

$$G_{12}\cdot I_{2t}=G_{12\partial}\cdot\left(m_{op2}\cdot\beta_{2\partial}\cdot\left(\frac{h}{b_2}\right)\cdot h\cdot b_2^3+2\cdot\overline{n}\cdot\frac{1}{3}\cdot a_n\cdot\cdot\delta_\phi^3\right)=G_{12\partial}\cdot I_{2tnp}\qquad(13)$$

Приравниваем жесткости при кручении исходных сечений 1-1, 2-2 и приведенных прямоугольных сечений пластинки. Тогда:

$$\overline{G}_{12np}\cdot\beta\cdot\left(\frac{b_n}{h_{np}}\right)\cdot b_n\cdot h_{np}^3=G_{12\partial}\cdot I_{1tnp},\qquad(14)$$

$$\overline{\overline{G}}_{12np}\cdot\beta\cdot\left(\frac{a_n}{h_{np}}\right)\cdot a_n\cdot h_{np}^3=G_{12\partial}\cdot I_{2tnp}.\qquad(15)$$

Принимая $\beta\left(\frac{b_n}{h_{np}}\right)\approx\beta\left(\frac{a_n}{h_{np}}\right)\approx\frac{1}{3}$, $G_{12np}=\frac{\overline{G}_{12np}+\overline{\overline{G}}_{12np}}{2}$,

получим

$$G_{12np}=\frac{3G_{12\partial}}{2h_{np}^3}\cdot\left(\frac{I_{1tnp}}{b_n}+\frac{I_{2tnp}}{a_n}\right)\cdot\qquad(16)$$

Приведенный коэффициент Пуассона для аппроксимирующей ортотропной пластинки при растяжении-сжатии в направлении 1 определяем, объединяя соответствующие характеристики материалов древесины и фанеры:

$$\nu_{12np}=\frac{\nu_{12\partial}\cdot A_{1\partial}+\nu_{12\phi}\cdot\overline{A}_{1\phi}}{A_{1\partial}+\overline{A}_{1\phi}}\quad,\qquad(17)$$

где $A_{1\partial}=m_{op1}\cdot b_1\cdot h$ - площадь сечений ребер в направлении 1;

$A_{1\phi}=n_c\cdot b_{1\phi}\cdot\delta_\phi$ - площадь сечения фанеры для направления 1;

$n_c=1$ - при односторонней обшивке и $n_c=2$ - при двухсторонней обшивке.

Величину $\nu_{21np}$ находим согласно принятой модели ортотропной пластинки:

$$E_{1np}\cdot\nu_{21np}=E_{2np}\cdot\nu_{12np}\qquad(18)$$

Тогда:

$$\nu_{21np} = \frac{E_{2np} \cdot \nu_{12np}}{E_{1np}} \quad , \tag{19}$$

где $E_{1np}$, $E_{2np}$ – величины, заданные соотношениями (4.6).

Погонные изгибные жесткости приведенной ортотропной пластинки, аппроксимирующей заданную панель равны:

$$D_{1np} = \frac{E_{1np} \cdot h_{np}^3}{12 \cdot \left(1 - \nu_{12np} \cdot \nu_{21np}\right)}, \quad D_{2np} = \frac{E_{2np} \cdot h_{np}^3}{12 \cdot \left(1 - \nu_{12np} \cdot \nu_{21np}\right)} . \tag{20}$$

Крутильная погонная жесткость равна:

$$D_{\kappa} = \frac{G_{12np} \cdot h_{np}^3}{12} \tag{21}$$

Таким образом, детальное изучение напряженно-деформированного состояния ребристых плит и панелей, работающих в составе здания или сооружения, возможно путем их аппроксимации ортотропными пластинами прямоугольного поперечного сечения.

**Примечание.** Исследование выполнено при поддержке Министерства образования и науки Российской Федерации, соглашение 14.U02.21.0129.

*Список литературы*

[1] Жаданов В.И. Большеразмерные совмещенные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на из основе (монография) / В.И. Жаданов, Г.И. Гребенюк, П.А. Дмитриев // Оренбург: ИПК ГОУ ОГУ, 2007. – 209 с.

[2] Инжутов И.С. Конструкция и результаты испытаний трехугольной деревометаллической блок-фермы / И.С. Инжутов, С.В. Деордиев // Изв. ВУЗов. Строительство, 1998. – № 10. – С. 129 – 134.

[3] Жаданов В.И. Совершенствование алгоритмов расчета нелинейно-деформируемых ребристых сжато-изгибаемых панелей на основе древесины / В.И. Жаданов, Г.И., Гребенюк, Е.В. Тисевич // Изв. ВУЗов Строительство. 2008. – № 8 – С. 14 – 20.

[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 624.072

# ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТЕНОК ДВУСКАТНЫХ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК

## VERIFICATION OF DURABILITY OF WALLS OF THE WITH TWO SLOPING SURFACES GLUED DEREVOFANERNYKH BEAMS

***к.т.н., доцент Кириленко В.Ф., аспирант Пинчук Е.А.*** *(Национальная академия природоохранного и курортного строительства)*

***cand. Sc. Kirilenko V.F.p-g. st. Pinchuk H.A.*** *(National academy of nature protection and resort building)*

**Аннотация**

В расчетах прочности фанерных стенок на действие главных растягивающих напряжений при определении касательных напряжений рекомендуются зависимости, учитывающие изменение сечения по длине балки. На приведенных примерах показано, что учёт этого обстоятельства приводит к уменьшению главных напряжений, что является некоторым резервом прочности фанерных стенок.

**Ключевые слова:** деревофанерные балки, прочность стенок

**Abstract**

In the calculations of durability of the veneered walls on the action of main stretchings tensions at determination of tangent tensions dependences, taking into account the change of section on length of beam, are recommended. It is rotined on the resulted examples, that over the account of this circumstance brings to diminishing of main tensions, that is some reserve of durability of the veneered walls.

**Keywords:** derevofanernye beams, durability of walls

**Постановка задачи**

В клееных деревофанерных балках коробчатого и двутавровокоробчатого сечения пролетом 12-18 м доля участия фанерных стенок в восприятии изгибающего момента в сечениях с максимальными продольными усилиями в поясах значительно выше, чем в составных металлических балках и составляет 18-26%. Стенки плоскостных деревофанерных конструкций работают преимущественно на сдвиг, однако для балок переменной высоты доля их участия в восприятии сдвигающих сил в значительной мере зависит от уклона верхней грани. Для двускатных балок с уклонами 1/20-1/10 касательные напряжения в фанерной стенке меньше вычисленных по формуле

Журавского, в то же время возрастают касательные напряжения в наклонных поясах [1,2]. Эти обстоятельства необходимо учитывать в расчётах как прочности, так и устойчивости фанерных стенок и поясов, находящихся в сложном напряженном состоянии.

Фанера с перекрёстным расположением шпонов обладает ортотропными свойствами, упругие и прочностные свойства которой в значительной мере зависят от направления действия сил. В литературе имеются графические зависимости пределов прочности и расчётных сопротивлений от углов между направлением растяжения и ориентацией волокон наружных шпонов. Наименьшие значения прочностных показателей находятся для углов около $45^0$ и составляют 28-33% от значений при растяжении вдоль волокон [3-5].

Экспериментальные исследования балок показывают, что исчерпание их несущей способности в некоторых случаях происходит в фанерных стенках приопорных зон, т.е. в местах совместного действия нормальных и касательных напряжений, а характер разрушения, кроме того, зависит от ориентации волокон наружных шпонов [3,6]. Учитывая это, в качестве критерия прочности для фанерных стенок балок при расчёте по методу предельных состояний принято условие, в котором главные растягивающие напряжения не должны превышать расчётное сопротивление фанеры в направлении главной площадки. Примеры расчёта деревофанерных балок коробчатого и двутаврово-коробчатого сечения, выполненные в [7-10] показывают, что именно это условие является определяющим при назначении толщины стенки.

**Определение напряжений в фанерной стенке.**

Согласно нормативным документам расчёт деревофанерных балок с продольным расположением рубашечных слоёв фанеры по предельным состояниям первой и второй группы рекомендуется выполнять с учётом приведенных к одному материалу геометрических характеристик сечения $I_{пр}$, $W_{пр}$, $S_{пр}$, $A_{пр}$. При определении коэффициента приведения согласно [7] необходимо учитывать увеличение модуля упругости фанеры на 20 %, т.е. для клееной берёзовой фанеры марки ФСФ отношение $E_д / E_ф$ составит $10000 / 1{,}2 \cdot 9000 = 0{,}926$ ($E_д, E_ф$ - модули упругости древесины и фанеры).

Для некоротких балок с линейно изменяющейся высотой при малых углах наклона верхнего пояса ($\alpha < 10^0$) нормальные

напряжения в фанерной стенке можно находить, пользуясь гипотезой плоских сечений

$$\sigma_{ф} = \frac{M \cdot y}{I_{пр.ф.}}, \tag{1}$$

где $I_{пр.ф.}$ - момент инерции сечения, приведенный к материалу фанеры.

Касательные напряжения в стенках деревофанерных балок будем определять с учётом переменности сечения [1]

$$\tau_{ф} = \frac{QS_{пр.ф}}{\delta I_{пр.ф}} + \frac{M}{\delta I_{пр.ф}} \left( \frac{dS_{пр.ф}}{dx} + \frac{1}{2} \delta \cdot y \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS_{пр.ф}}{\delta I^2_{пр.ф}} \cdot \frac{dI_{пр.ф}}{dx}, \tag{2}$$

где $Q, M$ – поперечная сила и изгибающий момент; $\delta$ – толщина фанерной стенки; $y$ – расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой точки (положительным считается направление к наклонной грани балки); $dh/dx$ – производная функции высоты сечения балки по $x$ (для односкатных и двускатных балок $dh/dx = tg\alpha$ ).

Для двутавровых, коробчатых и двутаврово-коробчатых сечений приведенный момент инерции и приведенный статический момент отсечённой части находится следующим образом

$$S_{пр.ф.} = b_n h_n \frac{(h - h_n)}{2} \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta}{2} \cdot \left( \frac{h^2}{4} - y^2 \right), \tag{3}$$

$$I_{пр.ф.} = 2 \left[ \frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left( \frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta h^3}{12}.$$

Производные этих выражений по $x$

$$\frac{dS_{пр.ф.}}{dx} = \frac{1}{2} \left[ b_n h_n \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta}{2} h \right] \frac{dh}{dx} = \frac{1}{2} \left[ b_n h_n \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta}{2} h \right] tg\alpha, \tag{4}$$

$$\frac{dI_{пр.ф.}}{dx} = \left[ b_n h_n (h - h_n) \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta}{4} h^2 \right] \frac{dh}{dx} = \left[ b_n h_n (h - h_n) \frac{E_д}{E_ф} + \frac{\delta h^2}{4} \right] tg\alpha.$$

В этих выражениях $h$ - полная высота сечения балки; $h_n$ - высота пояса; $b_n$ - ширина сечения деревянных поясов.

В качестве примера определим касательные напряжения в месте первого от опоры стыка фанеры коробчатой балки пролётом 15 м с уклоном верхней грани 1:20, рассмотренной в [9]. Расчётные усилия в этом сечении: $M = 71{,}07\ кНм$; $Q = 49{,}5\ кН$. Геометрические размеры: $h = 89\ см$; $h_n = 16\ см$; $b_n = 5 \cdot 3{,}3 = 16{,}5\ см$; $\delta = 2 \cdot 1{,}2 = 2{,}4\ см$. На рис. 1 показана эпюра касательных напряжений по высоте фанерной стенки в промежутке внутренних граней верхнего и нижнего пояса, вычисленных согласно (2), а также эпюра без учёта переменности сечения (по первому слагаемому этого выражения).

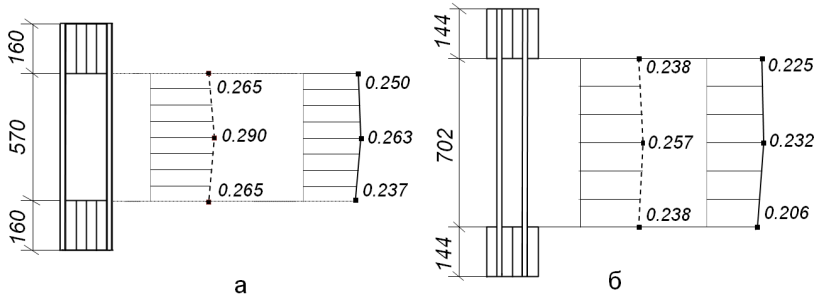



Рис. 1. Эпюры касательных напряжений в коробчатой балке (а) и двутаврово-коробчатой (б): пунктирная – по формуле Журавского, сплошная – согласно (2)

Для сечения в месте первого от опоры стыка фанерной стенки двускатной деревофанерной балки двутаврово-коробчатого сечения пролётом 18 м с уклоном верхнего пояса 1:15, рассмотренной в [7] при $M = 80{,}5\ кНм$; $Q = 53{,}3\ кН$; $h = 99\ см$; $h_n = 14{,}4\ см$; $b_n = 4 \cdot 3{,}3 = 13{,}2\ см$; $\delta = 2 \cdot 1{,}2 = 2{,}4\ см$ аналогичные эпюры по высоте стенки показаны на том же рисунке.

Сравнение значений касательных напряжений в приопорных зонах, вычисленных по формуле Д.И.Журавского и с учётом изменения сечения согласно (2) показывает некоторое снижение последних, причём наибольшее расхождение наблюдается в точках внутренних кромок нижних поясов (13,4% в двутаврово-коробчатой балке с уклоном 1:15 и 10,6% в коробчатой с уклоном 1:20).

Анализ распределения касательных напряжений в фанерных стенках для двускатных балок пролётом 12-18 м и уклоном 1:20-1:10, рассмотренных в [7-10] показывает, что для приопорных зон, включая

сечение с первым от опоры стыком, можно предложить следующие простые формулы:

в точках внутренних кромок нижнего пояса:

$$\tau_{ф}^{н} = \frac{QS_{пр.ф}}{\delta I_{пр.ф}} - \frac{M}{\delta h_1^2} tg\,\alpha\,, \qquad (5)$$

в точках внутренних кромок верхнего пояса:

$$\tau_{ф}^{в} = \frac{QS_{пр.ф}}{\delta I_{пр.ф}} - \frac{M}{2\delta h_1^2} tg\,\alpha\,, \qquad (6)$$

где $h_1$ - расстояние между осями поясов.

Сравнение касательных напряжений согласно (5), (6) в приведенных выше примерах с аналогичными значениями на рис. 1 даёт расхождение не более 1%.

**Проверка прочности фанерных стенок**

Проверка прочности фанерных стенок на срез для двускатных балок обычно выполняется в опорном сечении, в котором касательные напряжения можно определять по формуле Д.И. Журавского. Следует отметить, что для реально применяемых балок эта проверка обычно даёт значительные запасы прочности, в частности, для двутавровой-коробчатой балки пролётом 18 м [7] $\frac{0,63 - 0,365}{0,63} 100 = 42\,\%$ и $\frac{0,6 - 0,39}{0,6} 100 = 35\,\%$ для коробчатой балки пролетом 15 м [9]. Здесь числовые значения обозначают максимальные значения касательных напряжений в опорных сечениях ($кН/см^2$) и расчётные сопротивления фанеры на срез.

Проверка прочности стенки на действие главных растягивающих напряжений выполняется в сечении первого от опоры стыка фанеры по формуле

$$\frac{\sigma_{ст}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ст}}{2}\right)^2 + \tau_{ст}^2} \leq R_{фр\alpha} \cdot m_ф\,, \qquad (7)$$

где $R_{фр\alpha}$ - расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом $\alpha$, определяемое по графику рис. 17 приложения 5 [5];

$\sigma_{ст}, \tau_{ст}$ - нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки нижнего пояса, $\alpha$ - угол,

определяемый из зависимости $tg\,2\alpha = 2\tau_{cm}/\sigma_{cm}$, $m_{\phi}$ - коэффициент, учитывающий снижение расчётного сопротивления в стыках фанерной стенки, принимаемый в стыковом соединении «на ус» равным 0,8 [7].

Для коробчатой балки пролетом 15 м, рассмотренной в [9], нормальные напряжения $\sigma_{cm} = 0{,}25\ кН/см^2$, касательные напряжения с учётом переменности сечения согласно рис.1 составляют $\tau_{cm} = 0{,}237\ кН/см^2$ и условие прочности (7) запишется следующим образом

$$\frac{0{,}25}{2} + \sqrt{\left(\frac{0{,}25}{2}\right)^2 + 0{,}237^2} = 0{,}393\ кН/см^2 \quad < \quad 0{,}54 \cdot 0.8 = 0.432\ кН/см^2 .$$

Здесь расчётное сопротивление $R_{фр\alpha} = 0{,}54\ кН/см^2$ определено при $tg\,2\alpha = \frac{2 \cdot 0{,}237}{0{,}25} = 1{,}896$, $2\alpha = 62^0 12'$, $\alpha = 31^0 06'$.

Запас прочности здесь составляет $\frac{0{,}035 \cdot 100}{0{,}432} = 8{,}1\%$ и увеличился по сравнению с вычисленным в [9] на 5,3%.

Для двутаврово-коробчатой балки пролетом 18 м [7] нормальные напряжения в сечении $\sigma_{cm} = 0{,}33\ кН/см^2$, касательные напряжения $0{,}206\ кН/см^2$ (рис. 1) и условие (7)

$$\frac{0{,}33}{2} + \sqrt{\left(\frac{0{,}33}{2}\right)^2 + 0{,}206^2} = 0{,}429\ кН/см^2 \quad < \quad 0{,}63 \cdot 0.8 = 0{,}504\ кН/см^2 .$$

Здесь $R_{фр\alpha} = 0{,}63\ кН/см^2$ взято при $tg\,2\alpha = \frac{2 \cdot 0{,}206}{0{,}33} = 1{,}248$;

$2\alpha = 51^0 18'$, $\alpha = 25^0 39'$.

С учётом изменения сечения запас прочности здесь составляет $\frac{0{,}075 \cdot 100}{0{,}504} = 14{,}9\,\%$, тогда как в работе [7] при коэффициенте надёжности по назначению $\gamma_n = 1$ никаких запасов прочности не было.

**Выводы**

1. Учёт изменения сечения по длине для двускатных деревофанерных балок в приопорных зонах стенок приводит к

некоторому уменьшению касательных напряжений по сравнению с вычисленными по формуле Журавского.

2. В практических расчётах прочности и устойчивости стенок для определения касательных напряжений можно пользоваться приближёнными выражениями (5), (6).

3. Уменьшение касательных напряжений в точках фанерной стенки на уровне внутренней кромки нижнего пояса ведёт к снижению главных растягивающих напряжений, уменьшению угла наклона главных площадок, повышению расчётного сопротивления растяжению фанеры для этого направления. В конечном счете это приводит к некоторому запасу прочности стенок на действие главных растягивающих напряжений.

*Список литературы*

1. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Напряжения в стенках деревофанерных элементов переменной высоты// Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научн. тр./ОГАСА. – Одесса, 2010. – Вып. 14 (Часть 1). – С. 108-112.
2. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Напряжения в двускатных коробчатых балках в зонах поперечного и чистого изгиба// Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Зб. наук. праць ДНУЗТ ім. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип.1. – С. 21-27.
3. Корзон С.А., Светозарова Е.И., Серов Е.Н. Некоторые вопросы экспериментального исследования клеефанерных балок// Повышение надёжности и долговечности строительных конструкций: Межвуз. темат. научно-техн. сб. № 2 / ЛИСИ. – Л., 1972. – С. 85-92.
4. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224с.
5. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
6. Кириленко В.Ф. Руйнування приопорних зон двотаврових деревофанерних балок// Зб. наук. праць/ УкрДАЗТ. – Харків, 2003. – Вип. 56. – С. 111-119.
7. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)/ ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
8. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования / под ред. Слицкоухова Ю.В. – М. Стройиздат, 1991.– 256 с.
9. Проектирование и расчёт деревянных конструкций: Справочник под ред. Гринь И.М. – К.: Будівельник, 1988. – 240 с.
10. Кліменко В.З. Проектування дерев'яних конструкцій. – К.: ІЗМН, 1998. – 432 с.

**УДК 624.014**

# К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СОСТАВНОЙ ДЕРЕВОПЛИТЫ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ

## ON THE DETERMINATION OF STRESS-STRAIN STATE OF BUILT-UP TIMBER DECK WITH PRE-TENSIONED CONNECTIONS

***Коваль П. С.*** *(Санкт-петербургский государственный архитектурно-строительный университет)*
***Koval' P. S.*** *(Saint-Petersburg state university of architecture and civil engineering)*

**Аннотация**

Предложена модель составной деревоплиты на растянутых связях как ортотропной плиты, нагруженной сосредоточенными силами на боковых гранях. Напряжения в плите, возникающие от действия сосредоточенных сил определены методами теории упругости анизотропного тела. Методом тензометрии экспериментально определено напряженно-деформированное состояние составной деревоплиты. Произведено сопоставление результатов теоретических и экспериментальных исследований.

**Ключевые слова:** деревоплита на растянутых связях, обжатая деревоплита, напряженно-деформированное состояние.

**Summary**

The model of a built-up timber deck with pre-tensioned connections is proposed as orthotropic plate loaded with forces on the edges. The stresses in the plate, resulting from the action of forces determined using the theory of elasticity of an anisotropic body. Stress-strain state of the built-up timber deck experimentally determined using the strain measurement method. Theoretical and experimental studies are compared.

**Key words:** built-up timber deck with pre-tensioned connections, stress-laminated timber deck, stress-strain state.

При проектировании строительных конструкций из дерева традиционно принято не учитывать силы фрикционного взаимодействия между деревянными элементами, ввиду того, что при сезонных колебаниях влажности атмосферного воздуха, древесина имеет свойство подвергаться разбуханию и усушке. В связи с этим, сложно обеспечить постоянство по величине сил трения между соединяемыми элементами. Однако в некоторых случаях

представляется целесообразным применение таких конструкций, в которых деревянные элементы соединены при помощи металлических или полимерных стержней, затянутых с определенным усилием и создающих силы трения на поверхностях соединяемых элементов. В этом случае они образуют составную деревянную плиту на растянутых связях или так называемую обжатую деревоплиту [4]. В зарубежной практике подобные конструкции широко распространены в качестве мостовых пролетных строений (Stress-Laminated Timber Decks или SLTD) и применяются с 1979 года (впервые – в Канаде). Такие мосты аналогичны по форме мостам с пролетными строениями в виде клееной или гвоздевой продольной деревоплиты. Однако в обжатой деревоплите нагрузка распределяется между ламелями за счет сил трения более полно, чем через соединения на клею или механических связях. Это трение создается силами поперечного обжатия при натяжении высокопрочной арматуры, которая обычно используется в преднапряженных железобетонных конструкциях. Общий вид пролетного строения в форме ортотропной плиты на растянутых связях приведен на рис. 1.

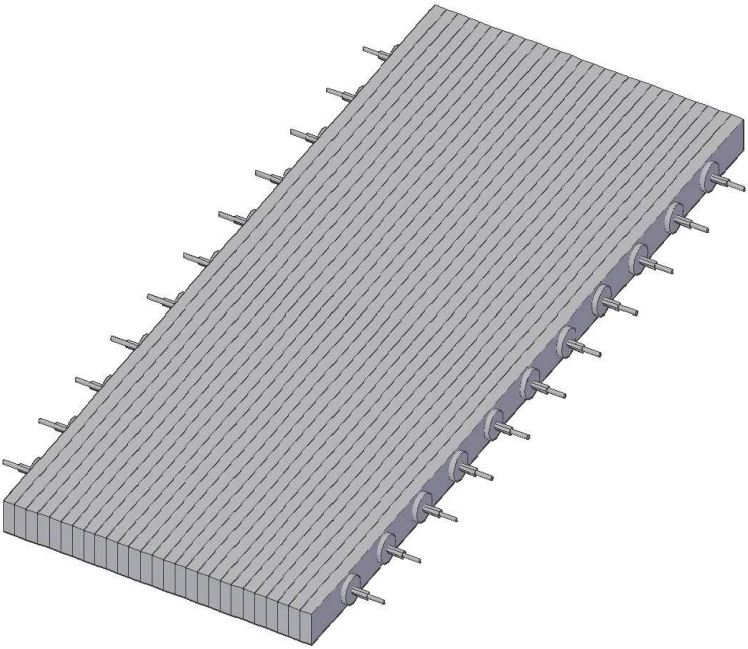


Рис. 1 – Общий вид обжатой деревоплиты.

Растянутые металлические связи в таких плитах помимо функции сопряжения деревянных ламелей между собой несут и дополнительную функцию поперечной предварительно напряженной арматуры, что позволяет увеличить несущую способность и жесткость пролетных строений в сравнении с аналогичными клееными деревоплитами [2]. Работа металлических стержней в этом случае имеет существенное отличие от нагельных соединений – гнездо под тяж, как правило, имеет диаметр, намного больший диаметра собственно тяжа, что обусловлено большой относительной толщиной соединяемого пакета досок и, следовательно, необходимостью предусмотреть сборочные допуски не менее 3-4 мм. Кроме того, относительный диаметр связи, а, следовательно, и её изгибная жесткость весьма невелики. Таким образом, все соединения в конструкции – фрикционные.

Определение напряженно-деформированного состояния (НДС) рассматриваемой плиты производилось в 2 этапа:

– на первом этапе плита рассматривалась как цельная, определялись усилия, возникающие в поперечных сечениях;

– на втором этапе плита рассматривалась как составная, ставилось условие превышения силами трения, возникающими в результате поперечного обжатия пакета, усилий, вызывающих проскальзывание досок пакета относительно друг друга.

Методами теории упругости анизотропного тела определены напряжения в ортотропной плите при действии сосредоточенных сил на боковых гранях [3]. Функция напряжений удовлетворяет уравнению (1):

$$\frac{1}{E_2}\frac{\partial^4 F}{\partial x^4}+\left(\frac{1}{G}-\frac{2\nu_1}{E_1}\right)\frac{\partial^4 F}{\partial x^2\,\partial x^2}+\frac{1}{E_1}\frac{\partial^4 F}{\partial y^4}=0 \qquad (1)$$

Изолинии напряжений располагаются на кривых четвертого порядка вида (2):

$$\frac{x^4}{E_1}+\left(\frac{1}{G}-\frac{2\nu_1}{E_1}\right)x^2y^2+\frac{y^4}{E_2}+\frac{P(u_1+u_2)}{\pi h\sigma_0\sqrt{E_1E_2}}x(x^2+y^2)=0 \qquad (2)$$

В данном случае напряжения от сосредоточенной силы будут распределены по закону эллипса (рис. 2).

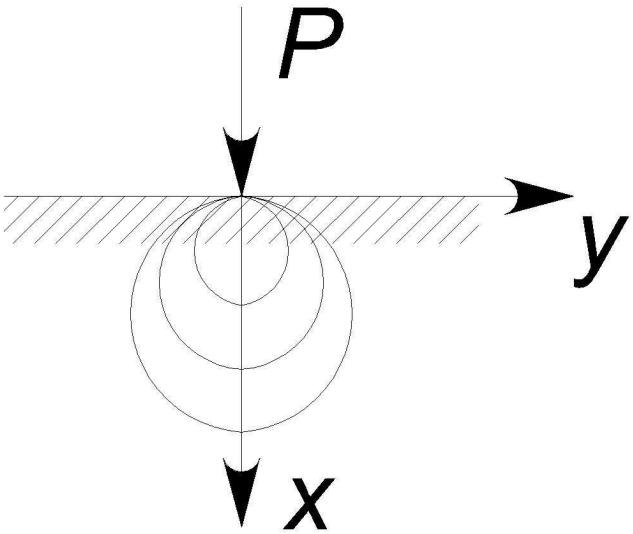



Рис. 2 – Характер распределения напряжений.

Выполним расчет напряжений $\sigma_x$ на оси X при Y=0 (рис. 2) для составной деревоплиты из древесины сосны. Упругие характеристики материала принимаем согласно [1]: $E_1$=16600 МПа, $E_2$=1124 МПа, G= 1180 МПа, $\nu_1$=0,038, $\nu_2$=0,42. Результаты расчета сведены в таблицу 1.

*Таблица 1* – Теоретические напряжения вдоль оси X

| № п/п | Координата X, мм | Напряжение $\sigma_x$, МПа, при нагрузке P, Н | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 10000 | 20000 | 30000 |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** |
| 1 | 20,0 | -0,745 | -1,489 | -2,234 |
| 2 | 62,5 | -0,238 | -0,476 | -0,715 |
| 3 | 110,0 | -0,135 | -0,271 | -0,406 |
| 4 | 152,5 | -0,098 | -0,195 | -0,293 |

В лаборатории Конструкций из дерева и пластмасс СПбГАСУ была изготовлена опытная модель обжатой деревоплиты с размерами: длина l=3000 мм, ширина b=405 мм, толщина h=120 мм. Данная плита

состоит из девяти ламелей (фрезерованные доски, сосна) и 11 тяжей (резьбовая шпилька класса 8.8, диаметр 12 мм), установленных с шагом 25 мм.

Выбранные при расчете напряжений координаты по оси X соответствуют точкам опытной модели, в которых впоследствии определялись напряжения методом тензометрии. Так как при тензометрии элементов конструкций, выполненных из анизотропных материалов, рекомендуется применять беспетлевые датчики, чтобы избежать погрешностей, связанных с различием поперечных деформаций материала в разных направлениях [1], то в настоящей работе применялись тензометрические датчики струнного типа с уменьшенной базой (до 5 мм). Датчики устанавливались строго по оси тяжей. Напряжения в ламелях измерялись при трех уровнях нагружения: 10 кН, 20 кН, 30 кН. Для повышения точности эксперимента каждый опыт повторялся трижды.

Результаты экспериментального определения напряжений сведены в таблицу 2.

*Таблица 2* – Экспериментально полученные напряжения вдоль оси X

| № п/п | Координата X, мм | Напряжение $\sigma_x$, МПа, при нагрузке P, Н | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 10000 | 20000 | 30000 |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** |
| 1 | 20,0 | -0,566 | -1,073 | -2,039 |
| 2 | 62,5 | -0,198 | -0,467 | -0,668 |
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** |
| 3 | 110,0 | -0,099 | -0,197 | -0,362 |
| 4 | 152,5 | -0,092 | -0,161 | -0,259 |

Следует отметить, что часть тензометрических датчиков устанавливалась параллельно осям тяжей (рис. 3а), а другая – параллельно осям волокон ламелей (рис. 3б). Анализ таблиц 1 и 2 показывает, что результаты тензометрии согласуются с расчетными значениями напряжений с погрешностью от 2 до 27%, причем минимальные отклонения величины напряжения наблюдаются у датчиков, установленных параллельно осям тяжей (2-17%), а максимальные – у датчиков, установленных параллельно осям волокон ламелей (9-27%).

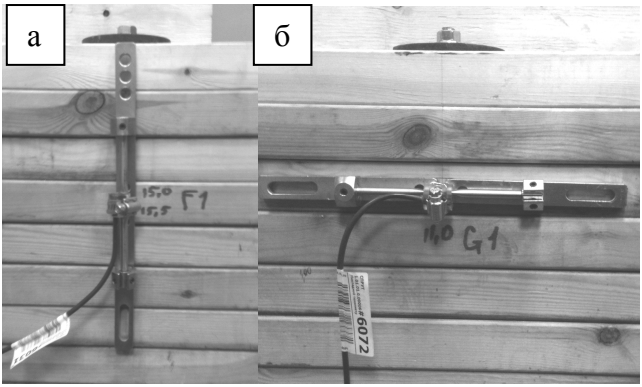



Рис. 3 – Установленные датчики;
а – вдоль оси тяжей; б – вдоль оси волокон ламелей.

Это позволяет сделать следующие выводы:

– предложенная модель составной деревоплиты на растянутых связях как цельной ортотропной плиты, нагруженной сосредоточенными силами на боковых гранях, в целом позволяет определять НДС реальной конструкции;

– при тензометрии обжатых деревоплит недопустимо устанавливать датчики перпендикулярно осям тяжей;

– предложенная модель подлежит уточнению в ходе дополнительных экспериментальных исследований.

*Список литературы:*

1. *Ашкенази, Е. К.* Анизотропия конструкционных материалов. Справочник / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Ленинград: Машиностроение, 1980. – 247 с.

1. *Дмитриев, П. А.* Конструкции из дерева и пластмасс. Специальный курс. Автодорожные и пешеходные мосты / П. А. Дмитриев. – Оренбург: ИПК Газпромпечать, 2002. – 192 с.

2. *Лехницкий, С. Г.* Анизотропные пластинки. 2 издание / С. Г. Лехницкий. – М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1957. – 464 с.

3. *Уткин, В. А.* Автодорожные деревянные мосты нового поколения / В. А. Уткин, П. Н. Кобзев. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2004. – 55 с.

**УДК 624.011**

# НЕКОТОРЫЕ ВОЗМОЖНЫЕ ОГРАНИЧЕНИЯ РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН В КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЕ

## SOME POSSIBLE LIMITATION OF CRACKS IN GLUED WOODEN

*ас.* ***Кожокарь О.С.,*** *маг.* ***Диалло Л.В.,*** *маг.* ***Максимова М.А.*** (*Одесская государственная академия строительства и архитектуры*)

*assistant* ***Kozhokar O.S****., master* ***Diallo L.V****., master* ***Maksimova M.A****. (Odessa state academy of building and architecture)*

***Аннотация***

Рассматривается развитие трещин в клееных деревянных балках, которые приводят к разрушению. Одна из поставленных задач, изучение причин возникновения трещин, а также методов повышения трещиностойкости изделий из клееной древесины, несущей способности за счет послойного армирования.

**Ключевые слова:** повышение трещиностойкости, послойное армирование, развитие трещин.

***Summary***

We consider the development of cracks in glued wooden beams that lead to destruction. One of the objectives, the study of the causes origins of cracks, as well as methods of prevention of development of cracks in of glued wooden wares, increasing the bearing capacity due to the reinforcement layer.

**Keywords**: improving crack resistance, reinforcement layer, the development of cracks.

В строительной практике известно много примеров, когда деревянные клееные балки успешно эксплуатируются на протяжении нескольких десятилетий. Но также существуют примеры, когда через несколько лет эксплуатации возникают повреждения, которые приводят к снижению долговечности, а иногда и преждевременному разрушению конструкции. Сложность распределения внутренних усилий в древесине обусловлены ее анизотропией. Для нее характерна небольшая сдвиговая прочность, низкий предел прочности на растяжение поперек волокон, а также проблемы возникновения и развития трещин не только при силовом воздействии, а при изменении величины влажности.

Известны разные способы повышения несущей способности и жесткости конструкций, одним из них, является армирование отдельными стержнями, из стальной или стеклопластиковой арматуры [1]. В применении данного способа армирования есть свои недостатки: ослабление древесины пазами для установки арматуры; возникновение напряжений в клеевом соединении; не способность в процессе эксплуатации противостоять образованию повреждений в виде трещин и расслоений, приводящих своим развитием к разрушению; большие затраты труда, которые невозможно заменить автоматизированными процессами в заводских условиях.

Необходимо отметить, что при работе древесины на растяжение, с ослаблением в виде щели, расположенной перпендикулярно направлению растяжению, напряжения достигают очень большой величины. В связи с этим особенно большую опасность представляют тонкие прорези. Чем тоньше прорези, тем больше напряжение в точках, расположенных у ее края.

Известно, что явление разрушения представляет собой сложный, многоступенчатый процесс, который начинается задолго до появления видимых трещин. Древесина, какой бы предварительной технологической обработке она ни подвергалась, всегда обладает какими-либо несовершенствами. Развитие трещин может сопровождаться большими деформациями (наклонные трещины длинной в метр и более) в объеме всего тела и являться главной формой проявления разрушения.

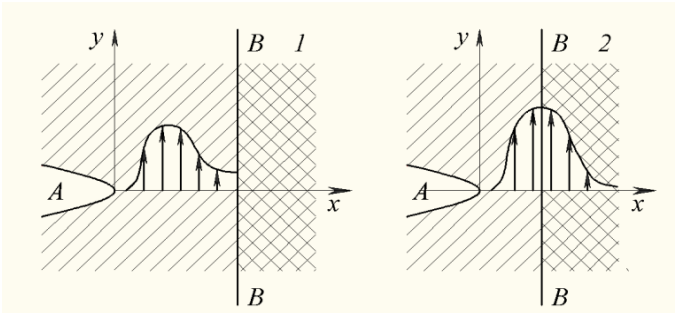
Изучение развития трещин в деревянных конструкциях долгое время оставался в стороне. Считалось, что трещина появляется только на последних минутах « жизни » конструкции или сооружения, разрушение происходит почти мгновенно. Позднее начали выявлять трещины на ранних стадиях разрушения, но меры борьбы с ними по-прежнему оставались неясными.

При проектировании конструкций должны быть предусмотрены мероприятия ограничения развития трещин. В статическом случае необходим ремонт конструкции (что иногда оказывается сложной в инженерном и в теоретическом плане задачей).

Альтернативой развития трещин является торможение их путем создания на пути ее движения границы раздела. Где связи между частицами тела ослаблены, и это ослабление увеличивает вязкость материала, его сопротивления распространению трещин. Помимо максимума напряжений нормального разрыва в вершине трещины, на некотором расстоянии перед ее вершиной наблюдается пик растягивающих напряжений в направлении, параллельном линии

трещины. Этот пик в несколько раз меньше, но этих напряжений может быть достаточно для того, чтобы вызвать поперечный разрыв на границе раздела, который поймает основную трещину и, погасит или затормозит ее рис. 1. В древесине может быть множество внутренних поверхностей раздела, которые не ослабляют материал в целом, а упрочняют его, делая вязким.

*а)*




*б)*

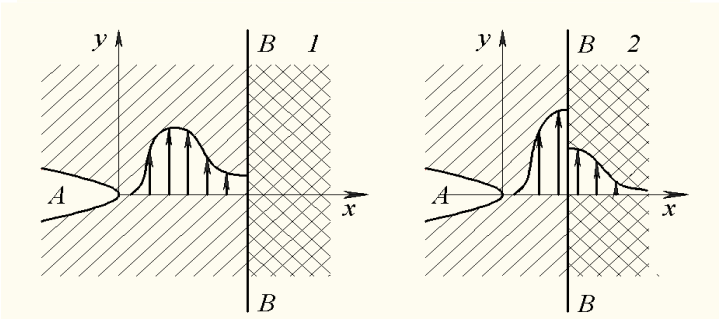



Рис. 1. Развитие напряжений на границе раздела материала перед устьем трещины: *а* – образец из однородного материала; *б* – образец из материалов с различной прочностью

Такой механизм торможения, характерный для древесины, может обеспечивать трещиностойкость клееных деревянных конструкций. Даже если такая конструкция первоначально содержит трещины, они обладают большой устойчивостью развитию за счет множественных торможений магистральной трещины на поверхностях раздела волокон и связующего материала. Вместе с тем, для клееных конструкций при различном силовом воздействии или изменении величины влажности длина наклонной трещин может быть довольно больших размеров.

Для создания такого механизма торможения трещин мы предлагаем применение высокомодульных лент в зоне наибольших нормальных

напряжений (на границе раздела), что будет являть собой послойное армирование клееных деревянных конструкций [2]. Также следует отметить, что при армировании древесины отдельными стержнями, укладываемых во фрезерованные пазы по пластям досок, модификации подвергается лишь та часть древесины, которая обволакивает арматурный стержень. Если же сравнивать с послойным армированием, то при одной и той же расчетной площади армирования толщину модифицированного слоя можно развивать до установленной величины. При этом формируется лента высокопрочного и высокомодульного материала, способного выдерживать значительные растягивающие усилия и препятствовать развитию трещин по глубине поперечного сечения.

Еще одним из главных преимуществ послойного армирования является улучшение совместной работы арматуры с древесиной за счет большей площади соприкосновения по всему продольному сечению балки. Технология выполнения такого армирования требует значительно меньших трудовых затрат и все технологические процессы в заводских условиях могут быть заменены на автоматизированные.

При сравнении характера разрушения образцов из клееных деревянных балок с послойным армированием и без, можно отметить следующее: разрушение во всех случаях хрупкое. Во всех образцах трещина зарождается в растянутой зоне, а затем переходит в массив древесины. Разрушение по клеевому шву не происходит, что является свидетельством более высокой прочности и трещиностойкости клея, чем древесины. Если волокна располагаются под углом к клеевому шву, то трещина пересекая их, уходит в клеевой шов. Таким образом, трещина без препятствий пересекает слои конструкции. Трещина распространяется вдоль волокон (горизонтально), а затем в зоне одновременного действия изгибающего момента и поперечной силы устремляется вверх, разрывая волокна древесины, в результате чего образец окончательно теряет несущую способность рис. 2 а. В армированных образцах появление и характер развития трещины такой же, однако распространение данной трещины во второй слой препятствует металлическая сетка, уложенная между слоями досок, что позволяет приостановить развитие трещин рис. 2 б.

Исходя из данных предварительного исследования отметим, что при послойном армировании значительно увеличивается величина расчетных и разрушающих нагрузок и снижается величина прогибов, за счет восприятия арматурой части усилия от изгибающего момента.

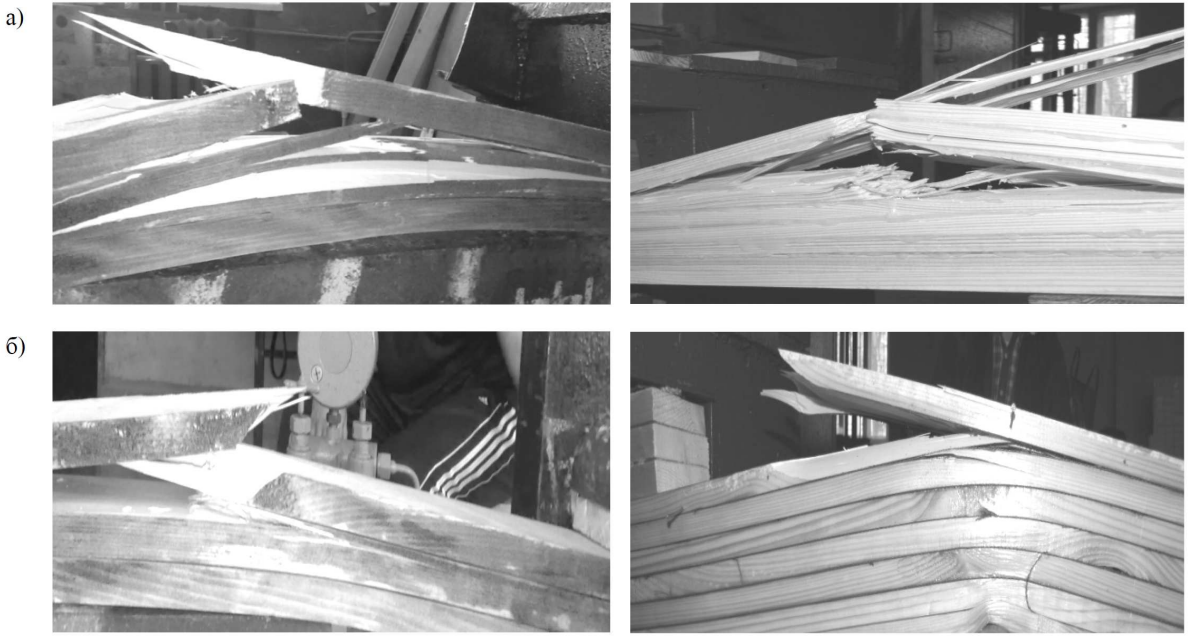



Рис. 2 Характер развития трещин: *а* – клееная деревянная балка без армирования; *б* – клееная деревянная балка с послойным армированием для препятствия развития трещин

Расчет напряженного состояния у вершины трещины расщепления показывает, что постепенно растущее расщепление превращается из трещины нормального разрыва (КІ) в трещину поперечного сдвига (КІІ). Обычно вязкость разрушения сдвигом КІІс больше, чем вязкость разрушения отрывом КІс, а значит, на расщепление расходуется больше энергии. Расщепление вызывает концентрацию напряжений на соседних волокнах, и когда расщепление распространится до места, в котором прочность волокна понижена, оно разорвет волокно и разрушение отрывом пойдет дальше, пока не затормозится другой поверхностью раздела, в данном случае материалом с большей прочностью, что будет препятствовать дальнейшему развитию трещины.

Выводы: в ходе рассмотрения преимуществ армированных и неармированных изгибаемых элементов необходимо отметить, что, учитывая величину ослабления поперечного сечения можно получить достаточно точное значение максимального изгибающего момента и определить напряженно-деформированное состояние и несущую способность сечения при действии нагрузки. Показана возможность применения предложенной методики для контроля трещинстойкости изделий и конструкций из клееной древесины.

*Список литературы:*

1. Щуко В.Ю., Рощина С.И., Клееные деревянные конструкции с рациональным армированием // Современные проблемы совершенствования и развитие строительных конструкций. Материалы международного симпозиума – Самара, 1996 г.
2. Патент на изобретение UA №87286 «Деревянная балка» №87286 Опуб. В бюл. №13 10.07.2003 авт. Стоянов В.В.
3. Иванов Ю.М. «Рекомендации по испытанию деревянных конструкций». ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981.
4. Стоянов В.В. «Новое в управлении несущей способности конструкций» в сб.; Совр. Строит. Констр. Одесса, Врс, 2001 г.
5. Финкель В.М. «физические основы торможения разрушения» М.: «Металлургия», 1977.

**УДК 624.011.1**

# РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ДЕРЕВОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК С ПРОДОЛЬНОЙ ОРИЕНТАЦИЕЙ ГОФРОВ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

## RESULTS OF TESTS THIN-WALLED WOOD AND METAL OF BEAMS WITH THE LONGITUDINAL ORIENTATION GOFFER OF STEEL GOFFERED LEAF

*Преподаватель **Лисов С.В.**, преподаватель **Калинин С.В.***
*(Оренбургский государственный университет);*

*Teacher **Lisov S.V.**, teacher **Kalinin S.V.** (Orenburg state university).*

**Аннотация**

Приведены особенности конструктивного решения деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов, включённых в общую работу конструкции. Изложены методика испытаний опытных конструкций и результаты экспериментальных исследований. Дан анализ особенностей работы предложенного типа балок под нагрузкой. Исследована степень включения стенки с продольной ориентацией гофров в общую работу балки на поперечный изгиб.

**Ключевые слова**: деревометаллическая балка; профилированный лист; методика испытаний; эксперимент; напряжения; прогибы.

Анализ последних достижений в области строительной науки показал, что традиционное развитие конструкций из мономатериала (бетон, металл, дерево, конструкционные пластмассы) практически исчерпало себя. Их совершенствование позволяет сэкономить не более 10% материала, в то время как есть потребность в гораздо большей экономии. Достичь её можно, развивая комбинированные конструкции из разномодульных элементов, но не путём их простой комбинации, а на основе творческой композиции, обеспечивающей эффективное использование полезных свойств каждого из применяемых материалов. Так, например, широкое применение в строительстве находят различные сталежелезобетонные фермы, деревобетонные конструкции, клеефанерные балки с плоской или волнистой стенками, со стенками из древесностружечных и цементностружечных плит. При всех их достоинствах в сравнении с конструкциями из мономатериа-

лов, известные конструктивные решения нельзя признать совершенными, так как их использование связано либо со значительной трудоёмкостью изготовления и сложностью сборки, либо с большим расходом материалов при ограниченной несущей способности.

В связи с вышеизложенным, авторами была предпринята попытка разработки нового конструктивного решения деревометаллической балки / 1 /, отличительной особенностью которой является тонкая стальная стенка, выполненная из стандартных профилированных листов и включённая в общую работу балки на поперечный изгиб. В конструкцию балки входят верхний и нижний пояса, выполненные из цельной или клеёной древесины, рёбра жёсткости, соединённые с поясами, и стенка из стальных профилированных листов, у которых гофры ориентированы вдоль пролёта. Пояса балки совместно со стенкой образуют коробчатое поперечное сечение. По предположению авторов продольная ориентация гофров, в отличии от известных аналогов, позволит включить стенку в общую работу комбинированной конструкции и тем самым существенно увеличит несущую способность и жёсткость балки, работающей на поперечный изгиб.

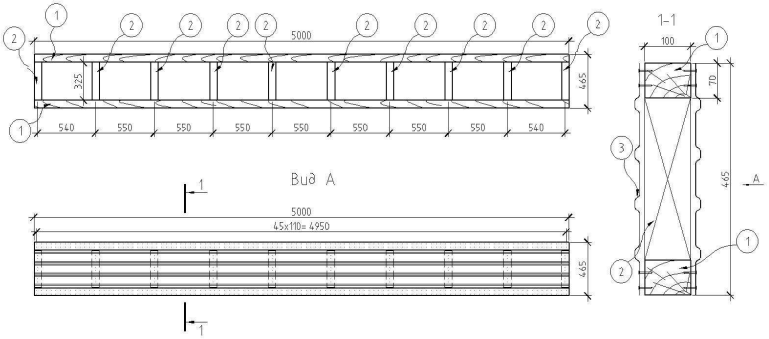



Рисунок 1. Опытная конструкция деревометаллической балки:
1 - деревянные верхний и нижний пояса; 2 - вертикальные рёбра жёсткости ; 3 – стенка из стального профилированного листа

Для подтверждения выдвинутой гипотезы в строительной лаборатории Оренбургского государственного университета проведены экспериментальные исследования опытной конструкции предложенного типа деревометаллической балки. Испытаниям была подвергнута балка пролётом 5,0 м, запроектированная под погонную расчётную нагрузку 9,0 кН/м. Нижний и верхний пояса, а также вертикальные рёбра жёсткости выполнены из цельной древесины сосны второго

сорта поперечным сечением 70х100 мм. Шаг рёбер жёсткости составлял 550 мм или ≈1/10 L. Соединение поясов вертикальных ребер жёсткости выполнено при помощи вклеенных арматурных стержней диаметром 10 мм с применением эпоксидного клея. Соединение стенки с поясами и рёбрами жёсткости решено на гвоздевом забое на гвоздях 2,5х30 мм с соблюдением правил / 3 / в части правил расстановки гвоздей в соединениях деревянных конструкций. Забивка гвоздей производилась в местах сопряжения плоской грани гофров профилированного листа с гранями деревянных элементов балки.

Опытная конструкция испытывалась как балка, имеющая с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой стороны – шарнирно-неподвижную опоры. Испытания проводили с использованием методики и рекомендаций / 4 /. Опорные реакции передавались на нижний пояс балки через стальные жёсткие прокладки, размеры которых определяли из расчёта нижнего пояса на смятие древесины поперек волокон.

Для имитации передачи на балку расчётной равномерно-распределённой нагрузки на верхний пояс (например, от клеефанерных плит покрытия), были использованы четыре гидравлических домкрата, объединённые в общую систему и передающие нагрузку на восемь точек в местах расположения вертикальных рёбер жёсткости через жёсткие траверсы с расчётным прогибом не более 1/500L. Усилие, создаваемое на насосной станции, посредством передачи гидравлического давления передавалось параллельно соединённым домкратам. Технические особенности соединения домкратов и конструирования системы передачи нагрузки на опытную конструкцию гарантировали равномерно-распределённое давление на цилиндры домкратов, как по величине, так и во времени. Устойчивость плоской формы деформирования балки при проведении испытаний обеспечивали специальными вертикальными траверсами, которые не препятствовали вертикальным прогибам испытываемой конструкции (рис. 3). Нагружение конструкции осуществляли ступенями в равные промежутки времени, составляющие 1…1,5 мин, причём каждой ступени принималась равной 0,2 от расчётной.

Для получения чёткой картины работы деревометаллических балок под нагрузкой при проведении испытаний измеряли:

- основные деформации системы: прогиб балок в середине и третях пролёта, осадки опор, деформации профилированного листа в середине опорного и соседнего отсека в трёх наиболее характерных точках по высоте, величина сдвига стального листа относительно верхнего пояса балки в опорном сечении;

- фибровые деформации элементов: поясов балки в середине пролёта, стенки в середине пролёта и в опорном отсеке с симметричным расположением дублирующих тензодатчиков.

Нагружения производили до расчётных нагрузок. После завершения первых испытаний балку разгружали и выдерживали перед проведением последующих не менее трёх суток. После трёхкратного испытания балки расчётными нагрузками конструкцию довели до разрушения, при этом нагрузку также увеличивали ступенями в соответствии с ранее принятой схемой.

При проведении испытаний соблюдали следующие условия: испытываемая конструкция находилась под нагрузкой на каждой ступени в течение времени, необходимого для снятия отсчётов и стабилизации (≈ 10 мин); отсчёты снимали в одной последовательности – сначала посредине пролёта, затем на опорах. Во время испытаний осуществляли непрерывное наблюдение за поведением исследуемой конструкции с целью фиксации возможных повреждений и непроектных деформаций.

Для обработки результатов испытаний определяли фактический модуль упругости древесины. Влажность стандартных образцов при определении модуля упругости соответствовала влажности на момент испытания балки и колебалась в незначительных пределах от 8,5% до 9,1%. Модуль упругости древесины был определён при статическом изгибе по стандартной методике, при этом его фактическая величина составила 12600 МПа.

В процессе испытаний прогибы балки, как в третях, так и в середине пролёта увеличивались пропорционально росту нагрузки (рис. 2). При достижении нагрузкой расчетной величины (9,0 кН/м) максимальные значения прогибов в середине пролёта составили 10,24 мм или 1/481 от расчётного пролёта. При нормативном значении нагрузки (6,6 кН/м) эти величины соответственно были равны 7,52 мм и 1/656L. Все величины прогибов были определены с учётом фактических значений осадок опор, которые определяли в опорных сечениях с двух сторон балки, при этом в расчёт вводили среднеарифметическое значение от измеренных величин.

В то же время, в процессе испытаний наблюдалась местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между точками его крепления к верхнему поясу. Причём данный эффект проявился на третьей ступени загружения (5,4 кН/м). В дальнейшем величина деформации профилированного листа между гвоздями из плоскости балки увеличивалась пропорционально росту нагрузки и при её расчетном значении в среднем составила 1,2 мм.

Также процесс деформирования стального профилированного листа из плоскости балки был зафиксирован при помощи индикаторов в опорном и примыкающем к нему отсеках практически с первой ступени загружения. Величины прогибов стенки в середине отсеков нарастали пропорционально нагрузке и при её расчётном значении составили 0,9 мм в опорном отсеке и 0,7 мм в примыкающем отсеке.

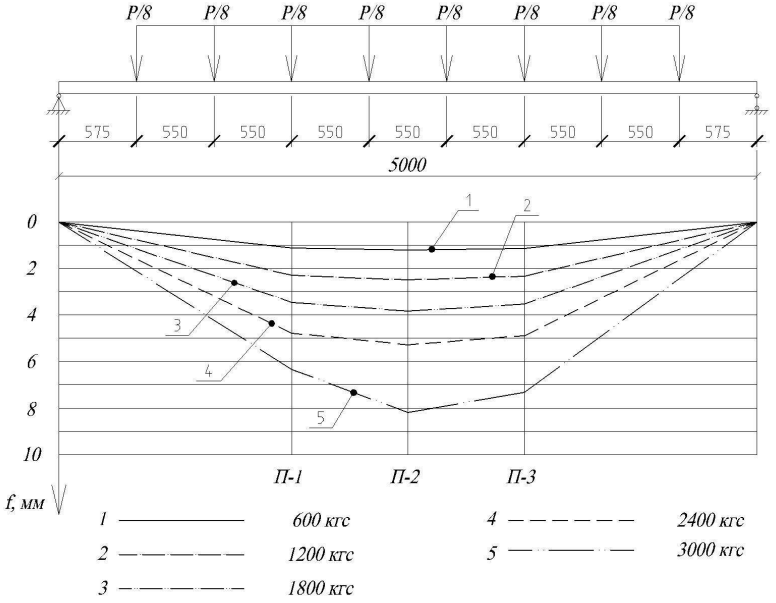



Рис. 2. График прогибов балки по ступеням загружения

Анализируя это явление, следует отметить, что местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между крепёжными гвоздями, соединяющими верхний пояс со стенкой, а также прогибы профилированного листа из плоскости балки в середине отсеков, расположенных у опор, не повлияла на общий упругий характер деформирования балки, при котором рост прогибов происходил практически пропорционально росту нагрузки.

Характер распределения нормальных напряжений в стенке в середине пролёта балки показан на рис. 3. Как видно из рисунка, стенка из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров практически полностью включается в общую работу балки, тем самым увеличивая её прочность и жесткость. При этом в зоне крепления

стенки к поясам при помощи гвоздей наблюдается некоторое падение значений напряжений, что можно объяснить локальными точками крепления листа к поясам, за счет чего и происходит такое снижение. Предполагая, что характер распределении нормальных напряжений в стенке соответствует элементарной теории поперечного изгиба и сравнивая теоретические эпюры с экспериментальными данными можно рассчитать корректировочный коэффициент, учитывающий изменение нормальных напряжений в стенке в зоне ее крепления к поясам в меньшую сторону. Обработка опытных данных показала, что значение такого коэффициента составляет 0,85, причем это значение сохраняется по всем ступеням загружения. Отметим, что рост напряжений во всех контролируемых точках происходил практически пропорционально росту нагрузки, что позволяет утверждать об упругом характере деформирования балки при достижении нагрузкой расчетной величины. Аналогичный характер распределения напряжений по высоте стенки наблюдался и в опорном отсеке с соответствующими значениями нормальных напряжений.

Полученные результаты тензометрирования явились дополнительным доказательством принятого допущения о том, что местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между крепёжными гвоздями, соединяющими верхний

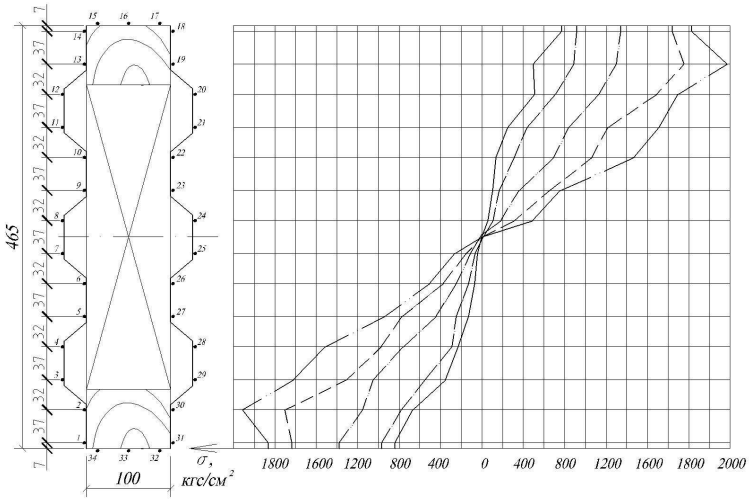



Рис. 3. Графики нормальных напряжений в стенке в середине пролёта балки по ступеням загружения

пояс со стенкой могут не учитываться в практических расчётах при определении геометрических характеристик поперечного сечения.

Опытная конструкция балки разрушилась при нагрузке 12,8 кН/м, что в 1,42 раза превышает расчётную величину. Процесс разрушения сопровождался падением давления в гидравлической системе и при восстановлении его величины до 12,8 кН/м непрерывным ростом деформаций балки, при этом в опорных сечениях происходило выпучивание стального профилированного листа из плоскости балки с выдергиванием крепёжных гвоздей из опорного вертикального ребра жесткости и приопорных зон поясов.

**Выводы.** 1. Стенка балки из стального профилированного листа, скреплённая с рёбрами деревянного каркаса, эффективно включается в совместную работу балки на поперечный изгиб при продольной ориентации гофров, при этом нормальные напряжения по высоте стенки распределяются практически в полном соответствии с теорией элементарного изгиба.

2. Включение стенки в общую работу конструкции позволяет на 18…30% увеличить геометрические характеристики конструкции в зависимости от пролёта балки и типа применённого листа.

3. Инженерный расчёт можно проводить по методу приведённого сечения с учётом фактических значений модулей упругости применённой древесины и стали, при этом доля участия стенки в общей работе конструкции должна учитываться с корректировочным коэффициентом 0,85.

**Примечание.** Исследование выполнено при поддержке Министерства образования и науки Российской Федерации, соглашение 14.U02.21.0129.

*Список литературы:*

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

2. СП 64.13330.2011. Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. - М.: ОАО«ЦПП», 2011. - 141 с.

3. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1976. - 28 с.

4. Ренский А.Б. Тензометрирование строительных конструкций и материалов / А.Б. Ренский, Д.С. Баранов – М.: Стройиздат, 1977. – 240с.

УДК 691.116

# ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ВЛАЖНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## PREDICTION OPERATING HUMIDITY OF WOOD CONSTRUCTIONS

***Ломакин А.Д.*** *к.т.н. ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко*

***Lomakin A.D.,*** *Candidate of Technical Sciences, CNIISK*

**Аннотация**

Приведен эмпирический метод прогнозирования изменения влажностного состояния деревянных конструкций в процессе эксплуатации в условиях нестационарного температурно-влажностного режима.

**Ключевые слова:** эксплуатационная влажность древесины, температура, относительная влажность воздуха

**Annotation**

Presented empirical method of predicting changes of humid conditions of wood constructions in use in a time-dependent temperature and humidity conditions.

**Keywords:** operating humidity of wood, temperature, relative air humidity.

Прогнозировать влажность древесины в конструкциях, эксплуатируемых в условиях сезонного увлажнения и высушивания, можно используя ускоренный метод, основанный на аппроксимации аналитическим выражением графически представленных изменений влажности наружных и внутренних слоев в образце деревянного элемента, экспонируемого в тех же условиях, что и элемент деревянной конструкции, для которой прогнозируется изменение влажности.

На рис. 1 в качестве примера приведены кривые сезонных изменений температуры и относительной влажности воздуха в

сельскохозяйственном здании и кривые изменения влажности образцов из цельной и клееной древесины, построенные по данным натурных наблюдений. Влажность древесины определялась весовым методом в центральной и периферийной зонах образца (рис. 2).

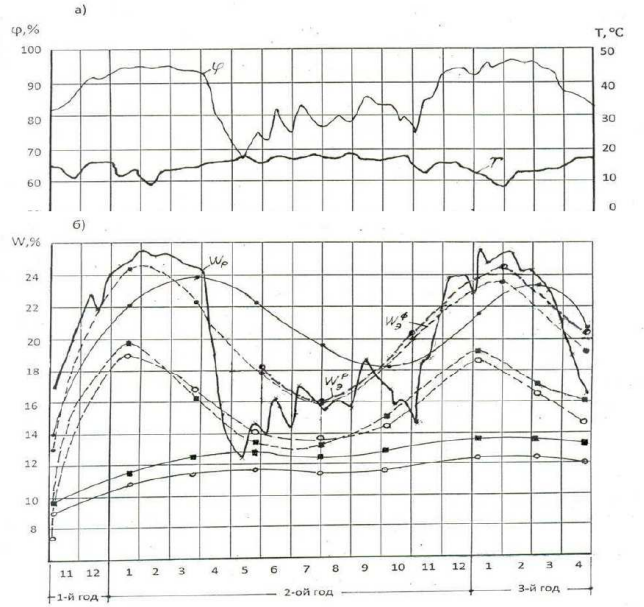



Рис.1 . Сезонные колебания температуры и относительной влажности воздуха в помещении (а) и изменения влажности древесины в образцах (б) • - образец №1; ◦ – образец №2; ▪ - образец №3
— точка 1; --- точка 2

Начальная влажность образцов была значительно ниже равновесной, соответствующей температуре и относительной влажности помещения, где велись наблюдения. В первый период времени (до января второго года экспонирования) наблюдалось резкое увеличение влажности наружных слоев как образца из цельной древесины (№ 1), так и клееных образцов (№ 2 и 3). Затем, по мере снижения относительной влажности воздуха в помещении, наружные слои высыхали, однако влажность их не опускалась до величин, равных начальной. Особенно хорошо это заметно у образцов из клееной древесины. В следующем цикле при очередном повышении относительной влажности воздуха снова отмечается увеличение

влажности наружных слоев образцов. Причем пик влажности, так же как и в первом цикле, приходится на январь. Очередное снижение влажности отмечалось весной, в переходный период.

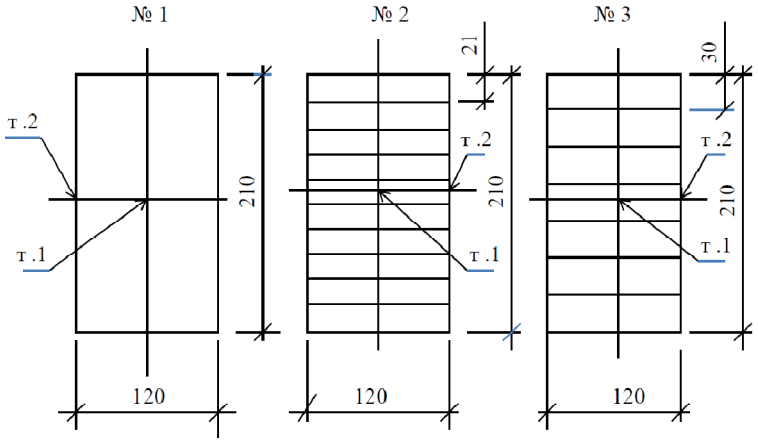



Рис. 2. Поперечные сечения образцов и точки отбора проб на влажность
№ 1 – образец из цельной дроевесины
№ 2 – клееный деревянный образец с толщиной слоев 21 мм
№ 3 – то же, с толщиной слоев 30 мм

Изменение влажности древесины центральных зон образцов также происходит циклически, т.е. по такой же синусоидальной кривой, какая наблюдается у древесины наружных зон, отличающейся меньшей амплитудой и заметным смещением вправо вершины кривой. Влажность центральных зон клееных образцов изменяется очень медленно, поэтому кривая, имеющая также форму синусоиды, отличается очень маленькой амплитудой.

Таким образом, кинетика изменения влажности в рассматриваемых зонах образцов при условии помещения начала координат «$W_t - t$» в точку, соответствующую начальной влажности рассматриваемой зоны (рис.1 ,б), может быть разделена на две характерные фазы (рис. 3 ).

В первой фазе, рассматривающей изменение влажности $W_t$ с момента помещения образца в среду, где ему предстоит экспонироваться, и до момента $t_c$ , когда после достижения экстремального значения влажности $W_{max} = W_c + \Delta W$ рассматриваемых

слоев она достигнет наибольшей скорости $\frac{dW_t}{dW}$ при значении влажности $W_c$, для описания кинетики $W_t$ может быть использовано дифференциальное уравнение второго порядка:

$$T_2^2 \frac{d^2 W_t}{d t^2} + T_1 \frac{d W_t}{d t} + W_t = W_c \qquad (1)$$

где: $t$ - текущее время;

$W_t$ - значение влажности рассматриваемого слоя в момент $t$;

$T_1$ и $T_2$ – коэффициенты, характеризующие скорость процесса изменения $W_t$, связанные условием $T_1 < 2T_2$;

$W_c$ – влажность при наибольшем значении $\frac{dW_t}{dt}$

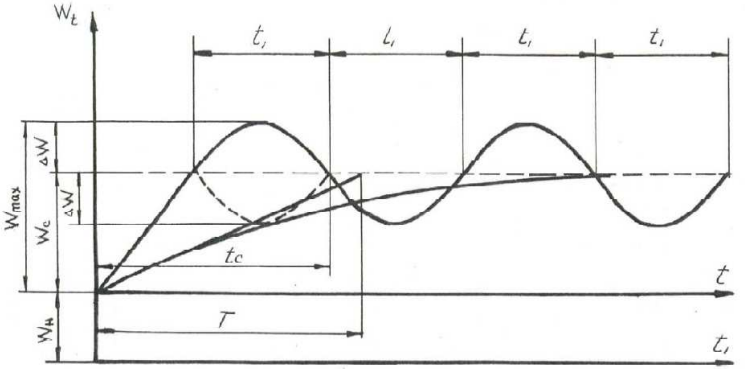



Рис.3. Схема расположения принятых геометрических параметров для графо-аналитического прогнозирования изменения во времени влажности наружных и внутренних слоев деревянных элементов

Математическое решение этого уравнения дает следующее выражение:

$$W_t = W_c [\ 1 - e^{-\frac{t}{T}} ( \cos \omega t + \sin \omega t )\ ] \qquad (2)$$

где:

$T$ – постоянная времени затухания амплитуды колебания $W_t$ при условии, что равновесная влажность древесины $W_p$, определяемая параметрами среды, значительно больше начальной влажности образца $W_н$;

$\omega$ – частота колебаний влажности

Значения $T$ определяется выражением:

$$T = \frac{2T_2}{T_1} \qquad (3)$$

Однако значение $T$ может быть найдено как постоянная времени экспоненты (рис. 3), выходящей из точки, соответствующей значению $W_н$ и при $t \to \infty$ приближающейся к $W_c$ . При этом экспонента должна коснуться зеркального отображения кривой изменения $W_t$ при линии перегиба, проходящей по $W_t = W_c$.

Такая экспонента может быть выражена:

$$W = W_c\left(1 - e^{-\frac{t}{T}}\right) \qquad (4)$$

Отсюда легко установить $T$. Зная положение линии $W_t = W_c$ (рис. 2), можно графически установить полупериод колебаний $t_1$ .По отношению двух величин $T/ t_1$ на основании графика (рис. 4) можно найти величину $T_1$ .После этого, используя формулу ( 3 ), легко вычислить значение $T_2$ :

$$T_2 = \sqrt{\frac{T_1 T}{2}} \qquad (5)$$

Частота колебаний влажности вычисляется с помощью выражения :

$$\omega = \frac{\sqrt{4T_2^2 - T_1^2}}{2T_2^2} \qquad (6)$$

или:

$$\omega = \frac{\pi}{t_1} \qquad (7)$$

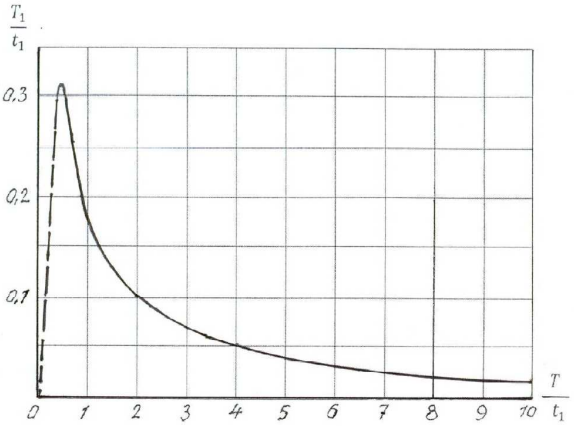



Рис. 4. Диаграмма зависимости $T|t_1$ от $T_1|t_1$

Как показывает приведенный анализ, коэффициент $T_1$ характеризует затухание колебаний $W_t$ , а коэффициент $T_2$ – их продолжение.

Таким образом, перейдя ко второй фазе, рассматривающей изменение влажности слоя элемента с момента $t_c$ , можно отметить, что для описания кинетики $W_t$ может быть использовано то же самое уравнение (1), но при $T_1 = 0$ (рис. 3):

$$T_2^2 \frac{d^2 W_t}{d t^2} + W_t = W_c \qquad (8)$$

Решение этого уравнения, применительно к нашему случаю, позволяет получить выражение:

$$W_t = \Delta W (1 - \sin \omega t_0) + (W_c - \Delta W), \qquad (9)$$

где: $t_0$ – текущее время для второй фазы, отсчитываемое от момента $t_c$

При условии, что установленное изменение параметров среды не будет нарушено и, имея в своем распоряжении кривую изменения влажности за 6 месяцев вне зависимости от того, получена ли эта кривая с самого начала эксплуатации конструкции или спустя некоторое время после сдачи помещения в эксплуатацию, можно с помощью формул (7 ) и ( 9 ) установить какая будет влажность в наружной и внутренней зонах этой конструкции в интересующий нас момент времени.

В качестве примера рассмотрим применение предлагаемого метода для прогнозирования эксплуатационной влажности наружных слоев образца из цельной древесины (рис. 1 ,б).

По графику принимаем $t_1$ = 6 мес. Тогда $\omega = \pi / t_1 = 30$; $\Delta W = 4{,}3\%$; $W_c = 7{,}3\%$.

Определим влажность при значениях $t_0$ = 1; 3; 6; 9; и 12 мес. Эксплуатационная влажность определится из выражения:

$$W_э^p = W_н + W_t, \qquad (10)$$

где: $W_э^p$ –эксплуатационная влажность, определенная расчетным путем;

$W_н$ – начальная влажность, равная 13%.

При $t_0$ = 1мес. по формуле ( 9 ) получим:

$$W_t = 4{,}3 \left( 1 - \sin 30 \cdot \frac{1}{2} \right) + (7{,}3 - 4{,}3) = 5{,}1\ \%$$

$$W_э^p = 13 + 5{,}1 = 18{,}1\ \%$$

При $t_0$ = 3; 6; 9 и 12 мес. значения $W_t$ и $W_э$ , подсчитанные по формулам (9) и (10), приведены в табл. Там же приведена погрешность прогнозирования, подсчитанная по формуле:

$$\delta = \frac{W_э^р - W_э^ф}{W_э^ф} 100\% \qquad (11)$$

где: $W_э^ф$ – фактическая эксплуатационная влажность

*Таблица*. Расчетная и фактическая эксплуатационная влажность древесины

| Продолжительность экспонирования, мес. | Влажность, % | | | Погрешность, $\delta$, % |
|---|---|---|---|---|
| | $W_t$ | $W_э^р$ | $W_э^ф$ | |
| 1 | 5,1 | 18,1 | 17,8 | 1,68 |
| 3 | 3,0 | 16,0 | 15,8 | 1,27 |
| 6 | 7,3 | 20,3 | 20,0 | 1,50 |
| 9 | 11.6 | 24,6 | 23,7 | 3,80 |
| 12 | 7,3 | 20,3 | 19,0 | 6,80 |

Как видно из табл., эмпирический метод не дает большой ошибки в прогнозировании. Отклонения в 3-7% можно признать вполне приемлемыми для практической оценки эксплуатационной влажности деревянных конструкций, а ускоренный метод прогнозирования – позволяющим составить достаточно достоверный прогноз.

**УДК 674.093**

# ИССЛЕДОВАНИЯ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ МЕЖДУ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ В ПРОЦЕССЕ ИЗГОТОВЛЕНИЯ РАДИАЛЬНЫХ ПИЛОМАТЕРИАЛОВ

## RESEARCHES OF CONFORMITIES TO LAW BETWEEN TECHNOLOGICAL PARAMETERS IN THE PROCESS OF MAKING OF RADIAL LUMBER

*к.т.н.,доц.* ***Марченко Н.В.*** *(Национальный университет биоресурсов и природоиспользования Украины, г.Киев),* *к.ф.-м.н.,доц.* ***Коваль Т.В.*** *(Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины, г.Киев)*

**Аннотация**

Приведены результаты экспериментальных исследований величины расхода сырья в производстве радиальных пиломатериалов. С помощью разработанной и предложенной имитационной модели, в которой учтено фактическую размерно-качественную характеристику сырья и спецификацию пиломатериалов, получены объемный выход сугубо радиальных пиломатериалов из бревен при условии раскроя их по развально-секторной и секторной схемам

Радиальные пиломатериалы, пиловочник, схемы раскроя, сорт древесины, объем бревен, сбег бревен, спецификация, ленточнопильные станки.

**Summary**

The results of experimental researches of raw materials costs in the manufacture of radial sawn timber are given. With the help of developed and proposed simulation model, which takes into account the actual dimensional and qualitative characteristic of raw materials and specification of lumber, received voluminous output purely radial sawn timber from logs provided by segment and cleaving-segment cutting patterns.

Radial lumber, the saw log, the diagram of cut, the type of wood, the volume of logs, the run of logs, the specification, sawing portables sawmills.

На современном этапе развития теории раскроя древесины было установлено, что ресурсосбережение сырья возможно при условии интенсификации лесопильного производства путем специализации предприятий по назначению [1].

Известно [2], что пиломатериалы радиального и полурадиального вида раскроя дают наилучший результат по формостойкости и сбалансированности внутренних напряжений, которые возникают в конструкциях, а именно: брусках для оконного и дверного производства, столярных щитах большого формата, деревянных балках и т.п. Например [3], поперечная усушка в радиальном направлении приблизительно вдвое меньше, чем в тангентальном. Для большинства древесных пород показатели стойкости против истирания лучше в радиальном разрезе: для сосны - 0,31мм и 0,28мм; для ясеня - 0,17мм и 0,14мм; для лиственницы - 0,17мм и 0,14мм и т.п.

Материалы, что используются в деревянных конструкциях для строительства, оцениваются за соотношением прочности и массы. Отношение прочности ($\sigma_w$) к плотности ($\rho_w$) при соответствующей влажности называют коэффициентом качества древесины (К). Поскольку прочность древесины в радиальном направлении выше, чем в тангентальном (у хвойных пород на 10-15%, у лиственных на 20-70%), то, соответственно, и коэффициент качества пиломатериалов радиального распиливания для столярно-строительного направления будет выше.

Исследованием способов получения радиальных пиломатериалов и заготовок, а также величины их объемного выхода из бревен в свое время занималось немало научных работников [4, 5], большинство из которых отмечают развально-сегментную и секторную схемы раскроя, как наиболее рациональные для получения радиальных пиломатериалов и заготовок [6, 7]. Другие в своих работах предлагают технологически более сложные и более дорогие способы получения пилопродукции радиального вида раскроя [8].

Применение разработанного программного продукта RADIAL_GM «Расчет раскроя бревен на радиальные пиломатериалы», состоящего из 24 подпрограмм (рис.1), в котором учтена фактическая размерно-качественная характеристика сырья и спецификацию пиломатериалов дало возможность получить объемный выход сугубо радиальных пиломатериалов из бревна. Кроме того, все факторы, которые в действительности являются неуправляемыми, были включены к этой модели как управляемые. Это дало возможность провести серию активных экспериментов с применением планирования эксперимента, которое значительно повысило эффективность исследований. Так, было возможно имитировать раскрой одних тех самых бревен по разным планам раскроя с сопоставлением результатов.

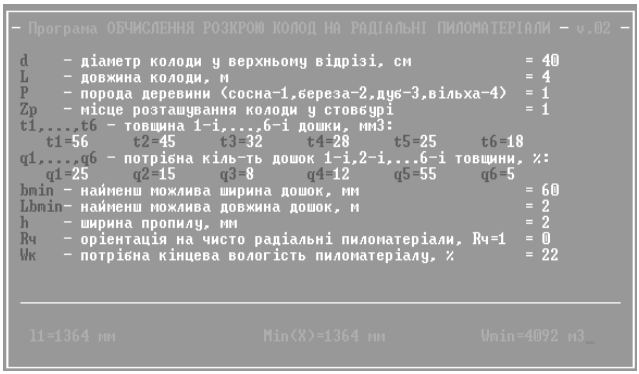



Рисунок 1. Интерфейс программы RADIAL_GM – блок введения данных

Эксперименты были поставлены на двух моделях: с применением секторной схемы раскроя и с применением развально-секторной схемы раскроя. По каждой модели осуществлялось 20 серий опытов. Таким образом, количество дублированных наблюдений на модели с секторной схемой раскроя составила 1020 бревен диаметрами 14 см - 46 см, на модели с развально-секторной схемой – 840 бревен диаметрами 20 см - 46 см.

По результатам экспериментов в программе имитационного моделирования были получены регрессионные модели величины расхода древесины в производстве радиальных пиломатериалов, которые в натуральном выражении имеют вид:

- при условии пиления бревен по секторной схеме раскроя

$$H_{ф} = 3{,}891 - 0{,}724V_{бр} - 0{,}256V_{бр}^2 - 5{,}038K_{п.об.} + 2{,}083K_{п.об.}^2 + 1{,}548K_{сорт} - 0{,}563V_{бр}K_{п.об.} + 1{,}202V_{бр}K_{сорт} - 0{,}859K_{п.об.}K_{сорт} \quad (1)$$

- при условии пиления бревен по развально-секторной схеме раскроя

$$H_{ф} = -3{,}631 - 0{,}994V_{бр} + 0{,}583V_{бр}^2 + 1{,}771K_{п.об.} + 4{,}791K_{сорт} - 1{,}222K_{сорт}^2 \quad (2)$$

где: $H_{ф}$ – величина расхода древесины, м$^3$/м$^3$; $V_{бр}$ – объем бревна, м$^3$; $K_{п.об.}$ – поправочный коэффициент на объем бревна; $K_{сорт}$ – поправочный коэффициент на сорт бревна.

Из уравнений регрессии (1) и (2) видно, что на расход сырья в производстве радиальных пиломатериалов при использовании любой из выбранных схем раскроя влияют такие факторы, как объем и форма сортиментов, которая выражена через поправочный коэффициент на объем, а также качество сырья, что характеризуется коэффициентом сортности.

Поправочные коэффициенты на объем и сорт бревен были получены экспериментальным путем. Для этого были составлены в программе имитационного моделирования (рис.2) возможные планы раскроя бревен, из которых выбирали рациональные с помощью решения задачи линейного программирования (3-6) оптимизационным симплекс-методом. Согласно полученных планов был проведен пассивный эксперимент определения расхода сырья на пиломатериалы заданной спецификации в производственных условиях.

Математически задача оптимизации записывается следующим образом:

- требуется найти максимум линейной формы:

$$L(x) = \sum_{k=1}^{l} \sum_{j=1}^{n_k} \sum_{i=1}^{m} a_{ikj} x_{kj} = max, \qquad (3)$$

- при условии ограничений:

$$\sum_{j=1}^{n_k} c_k x_{kj} = a_k \ (k = 1, 2,\ldots, l)\ , \qquad (4)$$

$$x_{kj} \geq 0 \ (k = 1, 2,\ldots, l; j = 1, 2,\ldots, n_k)\ , \qquad (5)$$

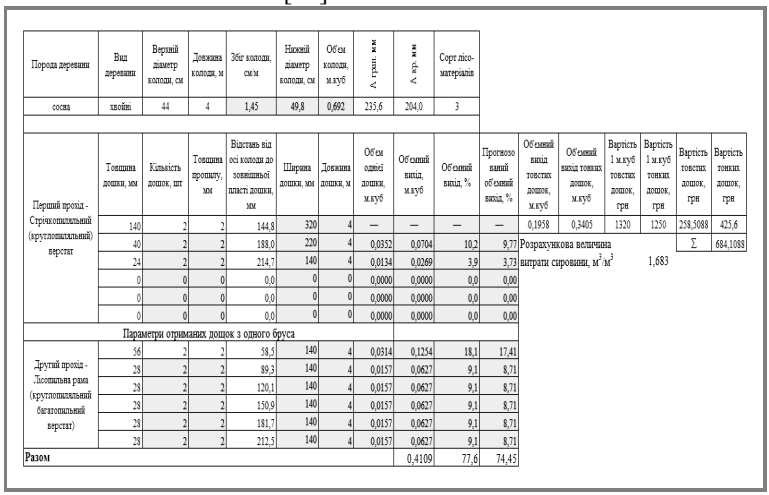
$$\sum_{k=1}^{l} \sum_{j=1}^{n_k} a_{ikj} x_{kj} \geq b_i \ \ (i = 1,2,\ldots,m)\ . \qquad (6)$$

где $b_i$ – количество пиломатериалов, i-й толщины ($i$ = 1,2,…,$m$), м$^3$; $x_{kj}$ – количество бревен k-й группы, которые следует пилить за j-ым планом раскроя для удовлетворения спецификации; $L(x)$ – выход пиломатериалов заданной спецификации, м$^3$; $a_k$ – количество бревен, м$^3$, k-й группы ($k$ = 1, 2,…, $l$); $\sum_{j=1}^{n_k} c_k x_{kj}$ – количество бревен k-й группы, м$^3$, которые будут распиливаться за всеми $n_k$ планами раскроя; $\sum_{k=1}^{l} \sum_{j=1}^{n_k} a_{ikj} x_{kj}$ – количество досок i-й толщины, которые будут выпилены из всех бревен, м$^3$; $\sum_{k=1}^{l} \sum_{j=1}^{n_k} \sum_{i=1}^{m} a_{ikj} x_{kj}$ – общее количество всех полученных в процессе раскроя досок, м$^3$.

Сегодня наибольшее внимание в технологии лесопиления отводится схемам раскроя бревен на основе индивидуального способа пиления круглых лесоматериалов [9,10]. Раскрой бревен этим способом осуществляется на ленточнопильных и круглопильных станках [11]. Вдобавок, именно ленточнопильные станки горизонтального типа за счет малой ширины пропила в странах с небольшими сырьевыми запасами занимают лидирующую позицию.

Поэтому выбранная методика получения радиальных пиломатери-

алов и предложенный алгоритм ее реализации [2,10] для достижения рационального выхода таких пиломатериалов при условии минимизации расхода сырья предусматривают использование ленточнопильных станков [12].



| Порода деревини | Вид деревини | Верхній діаметр колоди, см | Довжина колоди, м | Збіг колоди, см/м | Нижній діаметр колоди, см | Об'єм колоди, м.куб | Δ трап., мм | Δ кр., мм | Сорт лісо-матеріалів |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| сосна | хвойні | 44 | 4 | 1,45 | 49,8 | 0,692 | 235,6 | 204,0 | 3 |

| | Товщина дошки, мм | Кількість дошок, шт | Товщина прошпу, мм | Відстань від осі колоди до зовнішньої площі дошки, мм | Ширина дошки, мм | Довжина дошки, м | Об'єм однієї дошки, м.куб | Об'ємний вихід, м.куб | Об'ємний вихід, % | Прогнозований об'ємний вихід, % | Об'ємний вихід товстих дошок, м.куб | Об'ємний вихід тонких дошок, м.куб | Вартість 1 м.куб товстих дошок, грн | Вартість 1 м.куб тонких дошок, грн | Вартість товстих дошок, грн | Вартість тонких дошок, грн |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Перший прохід - Стрічкопильний (круглопильний) верстат | 140 | 2 | 2 | 144,8 | 320 | 4 | — | — | — | — | 0,1958 | 0,3405 | 1320 | 1250 | 258,5088 | 425,6 |
| | 40 | 2 | 2 | 188,0 | 220 | 4 | 0,0352 | 0,0704 | 10,2 | 9,77 | Розрахункова величина | | | | Σ | 684,1088 |
| | 24 | 2 | 2 | 214,7 | 140 | 4 | 0,0134 | 0,0269 | 3,9 | 3,73 | витрати сировини, $м^3/м^3$ | | 1,683 | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,00 | | | | | | |
| Параметри отриманих дошок з одного бруса | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Другий прохід - Лісопильна рама (круглопильний багатопильний верстат) | 56 | 2 | 2 | 58,5 | 140 | 4 | 0,0314 | 0,1254 | 18,1 | 17,41 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2 | 89,3 | 140 | 4 | 0,0157 | 0,0627 | 9,1 | 8,71 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2 | 120,1 | 140 | 4 | 0,0157 | 0,0627 | 9,1 | 8,71 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2 | 150,9 | 140 | 4 | 0,0157 | 0,0627 | 9,1 | 8,71 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2 | 181,7 | 140 | 4 | 0,0157 | 0,0627 | 9,1 | 8,71 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2 | 212,5 | 140 | 4 | 0,0157 | 0,0627 | 9,1 | 8,71 | | | | | | |
| **Разом** | | | | | | | | 0,4109 | 77,6 | 74,45 | | | | | | |

а

| Порода деревини | Вид деревини | Верхній діаметр колоди, см | Довжина колоди, м | Збіг колоди, см/м | Нижній діаметр колоди, см | Об'єм колоди, м.куб | Δ трап., мм | Δ кр., мм | Сорт лісо-матеріалів | Кінцева вологість пиломатеріалів, % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| сосна | хвойні | 40 | 4 | 1,35 | 45,4 | 0,573 | 214,0 | 185,0 | 2 | 20-22% |
| | | | | | | | | | | 8-10% |

| | Товщина дошки, мм | Кількість дошок, шт | Товщина прогпшу, мм | Відстань від осі колоди до зовнішньої площі дошки, мм | Ширина дошки, мм | Довжина дошки, м | Об'єм однієї дошки, м.куб | Об'ємний вихід, м.куб | Об'ємний вихід, % | Прогнозований об'ємний вихід, м.куб | Прогнозований об'ємний вихід, % | Об'ємний вихід товстих дошок, м.куб | Об'ємний вихід тонких дошок, м.куб | Вартість 1 м.куб товстих дошок, грн | Вартість 1 м.куб тонких дошок, грн | Вартість товстих дошок, грн | Вартість тонких дошок, грн |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | 0,3872 | 0,0190 | 1320 | 1250 | 511,104 | 23,80 |
| Розпилювання колод прохвал | 50 | 2 | 2,2 | 52,6 | 410 | 4 | 0,0820 | 0,1640 | 28,6 | 0,1312 | 27,46 | Розрахункова величина | | | | Σ | **534,90** |
| | 40 | 2 | 2,2 | 96,0 | 390 | 4 | 0,0624 | 0,1248 | 21,8 | 0,0998 | 20,90 | витрати деревини, $м^3/м^3$ | | **1,411** | | | |
| | 40 | 2 | 2,2 | 139,4 | 340 | 4 | 0,0544 | 0,1088 | 19,0 | 0,0870 | 18,22 | | | | | | |
| | 40 | 2 | 2,2 | 182,8 | 270 | 4 | 0,0432 | 0,0864 | 15,1 | 0,0691 | 14,47 | | | | | | |
| | 28 | 2 | 2,2 | 213,8 | 170 | 2,5 | 0,0119 | 0,0238 | 4,2 | 0,0190 | 3,99 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0 | 0,0000 | 0,00 | | | | | | |
| Разом | | | | | | | | **0,5078** | **88,6** | **0,4062** | **85,04** | | | | | | |

б

Рисунок 2. Интерфейс программы расчета плана раскроя для получения пиломатериалов заданной спецификации в среде Microsoft Exel: а – по развальной схеме раскроя; б – по брусо-развальной схеме раскроя

Таким образом, применение на производстве предложенной методики получения радиальных пиломатериалов даст возможность еще до операции раскроя древесины прогнозировать объемный выход пиломатериалов и отходов лесопиления, что значительно сможет повысить эффективность процесса изготовления радиальных пиломатериалов.

*Список литературы:*

1. Воронцов Ю.Ф. Ресурсосберегающая технология лесопиления / Ю.Ф.Воронцов, А.Д.Голяков // Лесной журнал. – 2004. – № 4. – С. 52–60.

2. Марченко Н.В. Способ выпиловки радиальных пиломатериалов из круглых сортиментов / Н.В.Марченко, З.С.Сірко // Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW Forestry and Wood Technology. – 2010. – № 71. – С.47–51.

3. Вінтонів І.С. Деревинознавство: Навчальний посібник: 2-е вид. / І.С.Вінтонів, І.М.Сопушинський, А.Тайшінгер. – Львів: Апріорі, 2007. – 312с.

4. Батин Н.А. К составлению поставов на выпиловку радиальных пиломатериалов / Н.А. Батин, А.А. Янушкевич // Механическая технология древесины. – 1971. – Вып. 1. – С. 9–13.

5. Межов И.С. Исследование влияния основных факторов на выход радиальных пиломатериалов / И.С. Межов, Ф.Н. Карпунин, Л.К.Осипова // Деревообрабатывающая промышленность. – 1996. – № 4. – С.11-13.

6. Межов И.С. Основы повышения объемного и спецификационного выхода пиломатериалов и заготовок при раскрое бревен брусово-сегментным способом на специализированном оборудовании: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн.наук: спец. 05.21.05 / И.С.Межов. – СПб, 1994. – 33 с.

7. Мчедлишвили С.Н. Влияние ориентированного по сучкам распиливания резонансных бревен развально-сегментным способом на качество радиальных пиломатериалов / С.Н.Мчедлишвили // Новое в технологии и материалах деревообраб. пром-сти. – М.: МЛТИ, 1987. – Вип. 190. – С.25-28.

8. Патент № 2310555 Российская Федерация, Способ раскроя бревен на радиальные пиленые заготовки / Матухнов М.М.; заявитель и патентообладатель Матухнов Михаил Михайлович. – № 2006110914/03; заявл. 04.04.2006; опубл. 20.11.2007, Бюл. № 32.

**УДК 624.078.45**

# ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВУЗЛІВ СТАЛЕВИХ ТРУБ З ЛІНІЙНИМИ ФАСОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

## EXPERIMENTAL-CALCULATION ANALYSES UNITES STEEL PIPES WITH FASONNY ELEMENTS

*к.т.н., доц.* ***Міщенко Р.А.,*** *к.т.н., доц.* ***Гасенко А.В.,*** *магістрант* ***Меркотан Д.О.,*** *магістрант* ***Продан Д.С.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*

*candidate of technical sciences, assistant professor* ***Mischenko R.A.,*** *candidate of technical sciences, assistant professor* ***Gasenko A.V.,*** *student* ***Merkotan D.O.,*** *student* ***Prodan D.S.*** *(Poltava National Technical University named in honour of Uriy Kondratuk)*

**Постановка проблеми та її обґрунтування.** Зародившись як будівельні конструкції близько століття тому, трубобетон отримує за останній час усе більш широке застосування в різноманітних галузях будівництва, зокрема в цивільному та промисловому будівництві. Пояснюється це вдалим поєднанням властивостей сталі та бетону, завдяки якому сталебетонні стиснуті конструкції мають високу міцність, надійність, довговічність, відповідають вимогам високої технологічності при порівняно нижчих витратах матеріалів [5].

**Аналіз останніх публікацій та досліджень.** Дослідженням вузлів трубобетонних конструкцій займалися у ПолтНТУ у різні роки Л.І. Стороженко, С.П. Воскобійник, В.Ф. Пенц, В.М. Тимошенко, Д.А. Єрмоленко та інші. У їх роботах детально досліджені вузли стикування трубобетонних елементів, представлені методи розрахунку деформацій, переміщень і несучої здатності, розроблена надійна теорія роботи трубобетонних елементів в умовах об'ємного напружено-деформованого стану складових матеріалів [4, 5].

За кордоном дослідження роботи вузлів трубобетонних стійок проводилися ще з кінця XIX століття. Серед іноземних досліджень, які проводилися в останні роки, слід відмітити роботи Я. Гарбатова, С. Гюдес-Соарес, Кентаро Ямади [1], що найшло відображення у європейских нормах Eurocode та будівельних нормах інших країн світу.

**Виділення невирішеної раніше проблеми.** Не дивлячись на значний обсяг проведених експериментальних та теоретичних робіт, вплив місцевих навантажень на напружено-деформований стан трубобетонних конструкцій на сьогодні недостатньо досліджений.

**Мета даної роботи** – провести експериментально-чисельні дослідження вузлів сталевих стійок з труб із фасонними елементами, що застосовуються під час влаштування баз колон, вузлів обпирання балок на колони, вузлів приєднання в'язей до колон тощо та визначити передумови для проведення аналогічних досліджень вузлів трубобетонних стійок.

**Виклад основного матеріалу.** Для проведення експериментальних досліджень було заплановано виготовити дві серії зразків згідно програми експерименту, зображеної на рисунку 1:

1. серія СВ – вузли сталевих труб (загальною кількістю 16 зразків), що запроектовано з сталевої короткої колони та сталевих фасонних листів різних розмірів;

2. серія СБВ – вузли сталебетонних труб (загальною кількістю 16 зразків), що запроектовано з трубобетонної короткої колони та сталевих фасонних листів різних розмірів.

У даній статті описано результати досліджень тільки першої серії зразків – серії СВ – вузлів сталевих труб.

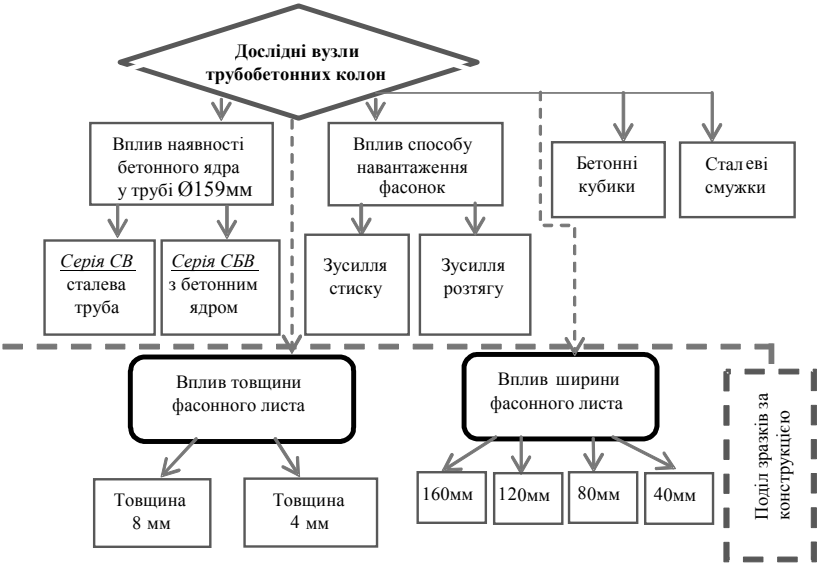



Рис. 1. Програма проведення досліджень вузлів колон

Для виготовлення експериментальних зразків були застосовані електрозварні холоднодеформовані труби зовнішнім діаметром $D = 159$ мм із товщиною стінки $t = 4{,}5$ мм довжиною $l = 3D \approx 450$ мм. Фасонні листи використовувалися товщиною 8 мм і 4 мм та шириною 40 мм, 80 мм, 120 мм і 160 мм. Фасонні листи приварювалися вздовж осі труби симетрично з обох боків. Для електрозварних робіт застосовувалася ручна електрозварка електродами типу Е-42. Схематичні креслення зразків наведено на рисунку 2. Для визначення фізико-механічних властивостей сталі (згідно ГОСТ 1497-84) були випробувані по два пропорційних плоских зразка на розтяг, вирізаних із труби та фасонних листів кожної товщини.

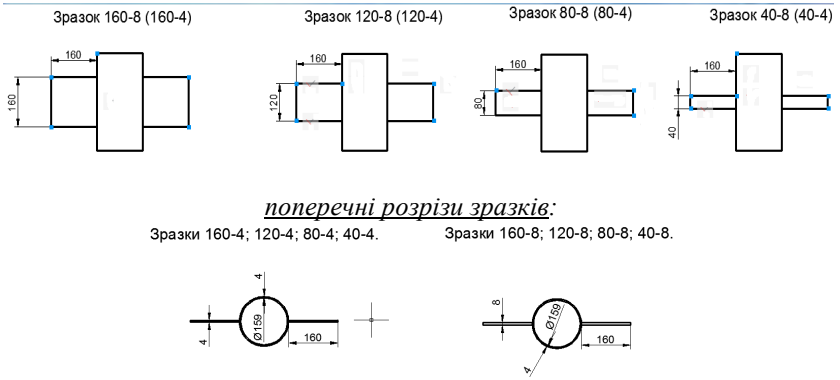



Рис. 2. Конструкція дослідних зразків серій СВ та СБВ

Навантаження до зразків прикладалося за фасонні листи по вісі цих листів на стиск чи на розтяг (див. рис. 3). При цьому за допомогою індикаторів годинникового типу ИЧ-10 з ціною поділкою 0,01 мм фіксувалися деформації зміни діаметру труби стійки у площині завантаження та у перпендикулярному напрямку. Схему розташування індикаторів годинникового типу показано на рисунку 3.

Для вимірювання деформацій у найбільш напружених місцях використовувалися електротензорезистори з базою 5 мм, що наклеювалися за допомогою клею БФ-2 у поздовжньому, поперечному напрямках та під кутом $45^0$ до поздовжньої осі елемента на трубу та фасонні листи (див. рис. 7). Для тензометричних випробувань використовувався автоматичний вимірювач деформацій АВД-4.

Загальний вигляд частини першої серії зразків безпосередньо перед випробуваннями із наклеєними електротензорезисторами наведений на рисунку 4.

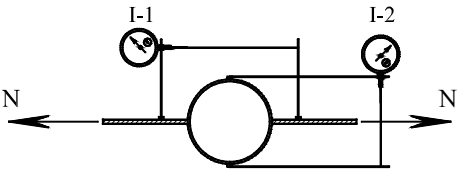



Рис. 3. Схема розташування індикаторів годинникового типу для виміру зміни діаметру труби під час випробувань

Рис. 4. Загальний вигляд першої серії зразків перед випробуваннями

Експериментальні випробування проводилися на вимірювальній машині РМП-500 потужністю 500 кН. Шкала на силовимірювачу виставлялася з ціною поділки 0,2 кН. Завантаження здійснювалося ступенями по 10% від передбачуваного руйнуючого навантаження $N_u$. Кожна ступінь завантаження втримувалась не менше 10 хв. для можливості зняття відліків на всіх вимірювальних приладах.

Перед проведенням експериментальних випробувань дослідних зразків проводилося комп'ютерне моделювання випробувань моделей зразків методом скінченних елементів у комплексі MSC.NASTRAN for Windows 2004 [2, 3]. Сітка скінченних елементів моделей була створена із тетраедрів. Розмір сітки – 4 мм, що рівний товщині труби. Матеріал зразків – сталь – задавався як пружно-пластичний із задаванням діаграми деформування $\sigma$-$\varepsilon$, отриманої в результаті визначення фізико-механічних характеристик сталевих смуг, вирізаних із зразків. Навантаження до моделей зразків та умови закріплення відповідали фактичним умовам, що створювалися під час проведення експериментальних досліджень, тобто навантаження і закріплення здійснювалося за фасонні листи вздовж їх осі.

У результаті проведення експериментально-чисельних досліджень вузлів сталевих труб встановлено характер їх деформування та місця виникнення концентрації напружень. На рисунках 5 і 6 показано вигляд зразків після випробувань на стиск та на розтяг відповідно. Світлим кольором на моделях (рисунки 5 б) і 6 б) виділені зони максимальних напружень.

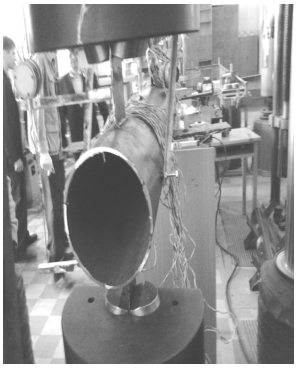
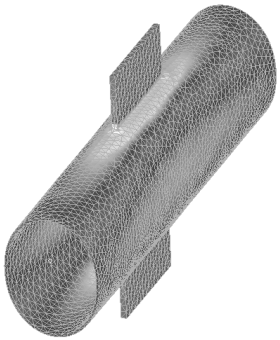
а)  б) 

Рис. 5. Загальний вигляд зразка серії СВ після випробування на розтяг: а) у випробувальній установці; б) комп'ютерне моделювання

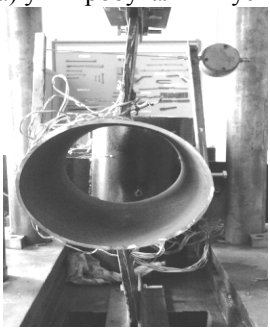
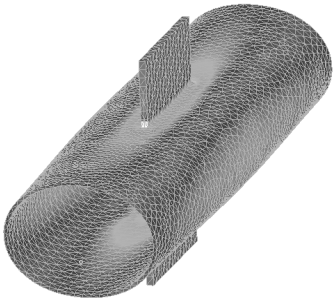
а)  б) 

Рис. 6. Загальний вигляд зразка серії СВ після випробування на стиск: а) у випробувальній установці; б) комп'ютерне моделювання

За даними електротензорезисторів, отриманими під час проведення експериментальних випробувань, побудовані діаграми розвитку деформацій на поверхні зразків, що наведені на рисунку 7.

Провівши ряд дослідів, визначено характер деформування вузлів сталевих труб з фасонками: на розтяг при усіх типорозмірах фасонок найбільші деформації виникали у трубі біля кінців фасонок у напрямку перпендикулярному самій фасонці – ортогональних перерізах труби, що підтвердило попередні чисельні дослідження моделей зразків методом скінченних елементів (див. рис. 5 б) і 6 б). Під час проведення випробувань на стиск спостерігалась дещо інша картина: майже всі фасонки при стиску втрачали місцеву стійкість під дією прикладених зусиль, окрім фасонок шириною 120 мм і 160 мм товщиною 8 мм, при використанні яких відбувалися значні деформації труби у місцях, аналогічних що і при випробуваннях на розтяг.

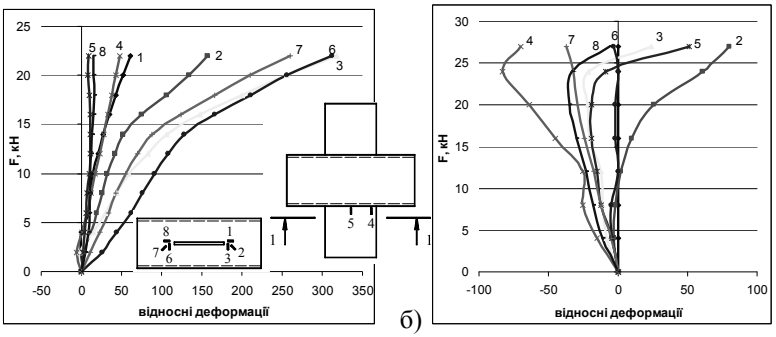



Рис. 7. Діаграми зміни деформацій на поверхні експериментальних зразків під час проведення випробувань

Ґрунтуючись на проведених дослідженнях, можна зробити **висновок**, що у вузлах стійок, які сприймають зусилля стиску, ширина фасонних листів повинна бути не менша діаметра труби стійки із товщиною вдвічі більшою за товщину труби для запобігання місцевої втрати стійкості фасонок. В такому випадку, максимальні деформації зосереджуються у трубі біля кінців фасонок у напрямку перпендикулярному самій фасонці – ортогональних перерізах труби. Заповнення труби стійки бетонним осердям, на нашу думку, повинно значно збільшити місцеву стійкість самої труби, а отже і зменшити у ній концентрацію напружень. Тому виникає необхідність проведення подальших експериментально-чисельних досліджень аналогічних трубобетонних вузлів з порівнянням отриманих результатів.

*Список літератури*

1. Гасенко А.В. Конструктивні рішення вузлів поєднання сталебетонних колон з перекриттям у громадських та промислових будівлях / А.В. Гасенко // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 55 – 61.
2. Горев В.В. Математическое моделирование при расчетах и исследованиях строительных конструкций / В.В. Горев, В.В. Филиппов, Н.Ю. Тезиков. – М. : Высшая школа, 2002. – 206 с.
3. Зенкевич О.С. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошной среды / О.С. Зенкевич, И. Чанг. – М. : Недра, 1974. – 238 с.
4. Семко О.В. Особливості конструювання і розрахунку вузлів сталебетонних колон з швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Будівельні конструкції : зб. наук. пр. – К. : НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 183–186.
5. Трубобетон: монографія / Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Лапенко О.І.; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2010. – 306 с.

# АВАРІЇ ОПОР МОБІЛЬНОГО ЗВ'ЯЗКУ

## DAMAGES OF COMMUNICATION STRUCTURES

***Молчанов Д.С.*** *– аспірант кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтаського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка.*

**Аннотация**

Статья посвящена анализу причин аварий опор мобильной связи, которые были обнаружены при проведении обследований антенно-мачтовых сооружений.

**Анотація**

Дана стаття присвячена аналізу причин аварій опор мобільного зв'язку, які були виявлені при проведенні обстежень антенно-щоглових споруд.

**Annotation**

This article analyzes causes of damages of communication structures, which were found during maintenance of the antenna supporting structures.

З розвитком мобільного зв´язку на Україні і, як наслідок, збільшенням кількості базових станцій з опорами різного типу (башти, щогли, комбіновані опори), неминуче зростає і кількість аварій на цих об´єктах. Можна виділити такі основні причини аварій:

- виробничий фактор (помилки під час проектування та монтажу);
- вплив явищ природи (вітер, ожеледь, блискавки);
- прояви вандалізму (підпали, демонтаж окремих елементів конструкцій).

Зазначимо, що будь-які, навіть порівняно невеликі, аварії можуть мати серйозні наслідки не тільки для життя та здоров´я персоналу, що обслуговує об´єкти зв´язку, але також для інших – сторонніх осіб. Це пов´язано з місцем розташування опор зв´язку: в щільній міській забудові, поблизу цивільних об´єктів, об´єктів інфраструктури.

Нажаль в Україні, на відміну від інших країн не ведеться статистика руйнувань опор зв´язку, тому причини та наслідки аварій опор зв´язку розглянемо на прикладах об´єктів, які наша організація безпосередньо обстежувала.

Розглянемо аварійні та передаварійні стани в залежності від типів конструкцій. Передаварійним станом є такий стан конструкцій,

коли в разі продовження дії небезпечних чинників може наступити руйнування конструкцій.

1.1 Башти. Передаварійні стани.

При обстеженні баштових споруд ми стикалися з передаварійними станами спричиненими:

- руйнуванням фундаментів башт;
- відсутність елементів решітки та руйнування елементів решітки та поясів башт.

1.2 Башти. Руйнування.

Так як об´єкти мобільного зв´язку не потребують присутності обслуговуючого персоналу та розташовані здебільшого за межами населених пунктів – вони часто зазнають вандальних дій. Це – підпали, кража телекомунікаційного обладнання, елементів огорожі та металоконструкцій опор. Так в ніч з 15 на 16 липня 2011 року відбулося руйнування 70 метрової трьохгранної сталевої вежі. Причиною руйнування став ураганний вітер та попередній незаконний демонтаж шести розкосів та трьох розпірок нижньої частини башти. Доступ вандалів до башти став можливим завдяки попередньому викраденню частини огорожі базової станції.

Мал. 1. Загальний вигляд зруйнованої башти.

Висновки. Причиною аварії, безумовно, є дії вандалів, але поруч із цим недбале ставлення власників об´єкта до його технічного стану, наслідком чого стали економічні збитки, протягом доби ускладнений рух транспорту дорогою перекритою конструкцією, що впала, відсутність телефонного зв´язку на декілька тижнів.

2.1 Щогли. Передаварійні стани.

При обстеженні щоглових споруд були помічені такі передаварійні стани:

- руйнування несучих конструкцій будівель в місцях кріплення щогл та відтяжок;
- значні відхилення від вертикалі стовбурів щогл, внаслідок недбалого проектування та обслуговування;
- відсутність або руйнування елементів решітки, відтяжок та руйнування елементів поясів щогл.

2.2 Щогли. Руйнування.

Так як стійкість щогли майже цілком залежить від відтяжок, то і руйнування, які спостерігалися під час обстеження двох щогл, що обрушились, були спричинені обривом відтяжок. Розглянемо ці випадки детальніше.

Руйнування щогли Н=30м в Одеській області.

Конструкції щогли були розташовані на покрівлі одноповерхової котельні, причому дві з трьох відтяжок було розташовано на покрівлі, а третя на землі. При демонтажі котельного обладнання було знято одну з відтяжок розташованої поруч металевої димової труби. Анкерні болти що кріпили трубу до основи були значно кородовані та не могли сприймати навантаження від ваги конструкції. Під дією вітрового навантаження труба втратила стійкість і впала на відтяжку щогли закріплену до фундаменту на землі. Розрив цієї відтяжки і спричинив падіння щогли.

Мал. 2, 3. Загальний вигляд зруйнованої щогли.

Руйнування щогли Н=30м в Тернопільській області.

11.06.2012р відбулася аварія щогли Н=30м розташованої на покрівлі виробничої будівлі. За даними Тернопільського обласного центру гідрометеорології швидкість вітру тієї ночі сягала 24м/с, що за шкалою Бофорта дорівнює урагану. На додачу виявилося що зварні шви в конструкції кріплення відтяжки до стіни будівлі виконані настільки неякісно, що замість 300мм шва фактично було 30мм .

Мал. 4, 5. Загальний вигляд зруйнованого елемента кріплення.

Сукупність цих двох чинників – ураганного вітру та дефектної конструкції і стала причиною цієї аварії.

Мал. 6, 7. Загальний вигляд зруйнованої щогли.

Висновки. Причиною цих двох аварій, безумовно, є непрофесійні дії робітників підрядних організацій, а природні чинники лише стали поштовхом до руйнації. Наслідками цих двох аварій є лише значні економічні втрати.

### 3.1 Комбіновані опори (залізобетонна стійка і металева надбудова). Передаварійні стани.

По всій території нашої країни спостерігається використання залізобетонних стійок, які мають схожі дефекти (що впливають на їх несучу здатність). Однією з причин виникнення передаварійного стану комбінованої опори є встановлення залізобетонної стійки, яка була у

використанні. Найчастіше така стійка вже має ряд дефектів і недоліків, які вона набула впродовж певного терміну використання. Дефекти, що вже мали місце, зі збільшенням навантаження на стовп поглиблюються: поздовжні волосяні тріщини розкриваються до 1мм, спостерігається відшаровування захисного шару бетону з оголенням арматури.

Так на об'єкті в АР Крим на з/б стійці з позн. +3,340 до позн. +4,580 спостерігається руйнування бетону стійки з оголенням арматури. По всій висоті з/б стійки маються тріщини, пошкодження і відшарування поверхні бетону (мал.25,26).

На опорі в Донецькій обл. зруйнований захисний шар залізобетонної стійки на висоту 300мм, а також спостерігаються сторонні включення в залізобетон, як то картонні листи.

Ще одним яскравим прикладом являється опора в Закарпатській обл. З позн. +19,000 до позн. +21,600, а також в основі опори від поверхні землі до позн. +0,800 по поверхні залізобетонної стійки спостерігаються тріщини, ширина розкриття тріщин до 1мм. На позн. +21,600 зруйнований оголовок з/б стійки з оголенням арматури.

Другою причиною виникнення передаварійного стану є встановлення залізобетонної стійки на насипних та не несучих грунтах, недостатнє заглиблення стійки в грунт. Як наслідок значні відхилення осі стовбура з/б стійки відносно проектної вісі.

На об'єкті в АР Крим опора має значні відхилення від допустимих. Причиною виникнення такого дефекту є ряд порушень:

- недостатнє заглиблення стійки в грунт – 2,52м замість 4м за проектом До того ж шари грунту в які була занурена опора не мали достатньої міцності. Так як жорсткості закріплення стійки в грунті не було досягнуто, то на позн. 0,000 зазор між поверхнею з/б стійки і свердловиною досягав 8см;
- інженерно-геологічна будова майданчика відрізнялась від зазначеної в проектній документації, тобто ця документація не відповідала дійсності і не мала використовуватись.

### 3.2 Опора H=40м. Руйнування.

Враховуючи кількість обстежених комбінованих опор, в яких має місце розкріплення металевої надбудови відтяжками, можна зробити висновок, що зусилля, які виникають в залізобетонній стійці перевищують її несучу здатність. Зазвичай такі опори не мають в основі залізобетонного фундаменту. Влаштування з/б фундаменту зменшує згинальний момент, який виникає в стійці, але не забезпечує її несучу здатність.

Так на опорі в с. Озерне Ізмаїльського р-ну Одеської обл. відбулося підсилення опорної частини залізобетонної стійки, що значно зменшило згинальний момент в стійці, але уникнути аварії не вдалося. По даним спостережень метеостанції Ізмаїл Дунайської гідрообсерваторії 16 липня 2012р. в м. Ізмаїл спостерігалась штормова погода. Даних за адресою розташування базової станції не було надано. Враховуючи те, що опора встановлена в с. Озерне, знаходиться на відкритій місцевості на березі озера Ялпуг, є підстави вважати, що швидкість вітру складала 32м/с (115км/год), що по шкалі Бофорта характеризується як сильний шторм. При швидкості вітру 32м/с характеристичне значення вітрового тиску складає W0=0,61xV2=0,61x322=625Па.

За результатами розрахунку можна зробити висновок, що згинаючий момент в опорній частині стовпа складає 66,5тм, що перевищує допустиме значення згинального моменту для даного типу опори в рівні защемлення його з монолітним фундаментом 45,36тм. Перенапруження склало 47%.

Мал. 8,9. Наслідки руйнування залізобетонної стійки.

Висновки. Руйнування опори відбулося в результаті:

виникнення сильних згинаючий зусиль, що призвело до втрати несучої спроможності. Дані зусилля виникли в результаті поривів вітру, швидкість якого перевищувала 25м/с;

можливого виникнення явища резонансу внаслідок складення коливальних рухів верхньої частини опори і поривів вітру.

## 4. Висновки та рекомендації.

Щоб уникнути подібних аварій необхідно:

- підвищити контроль за якістю виконання проектної документації
- підвищити якість технічного нагляду за будівельно-монтажними роботами та розробити регламент планового обстеження та ремонту існуючих антенно-щоглових споруд.

УДК 674.047

# ЩОДО ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ ФУНКЦІОНАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

## INCREASING FUNCTIONAL TIMBER QUALITY

*д.т.н. проф.* ***Пінчевська О.О.****, асистент* ***Горбачова О.Ю.*** *(Національний університет біоресурсів і природокористування України)*

***Pinchevska O.O.*** *,* ***Gorbachova O.U.*** *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

**Анотація**

Приведено результати експериментальних досліджень якості сушіння пиломатеріалів столярно-будівельного призначення. Встановлено необхідність врахування рівня проведення процесу сушіння у вартість пиломатеріалів функціонального призначення.

**Ключові слова:** пиломатеріали, якість сушіння, сушильні камери, тривалість, витрати на сушіння.

**Summary**

The results of experimental investigations of joiner timber drying quality are given. The necessary of including in timber functional price the level drying quality are fixed.

**Keywords:** timbers, drying quality, chambers, duration, drying consumptions

Щорічно в Україні заготовлюється близько 15 млн $м^3$ лісосировини, з якої третина може бути спрямована на потреби лісопиляння для виготовлення 2,9-3,1 млн $м^3$ пиломатеріалів. В дійсності ж спостерігаються недопустимі перевитрати сировини. Так, на виготовлення 2.4 млн $м^3$ пиломатеріалів витрачається 5,5 млн $м^3$ круглого лісу і це пов'язано з відсталістю технологій переробки деревини та морально застарілими технічними засобами.

Виробництво пилопродукції в нашій країні зосереджено переважно на малих та середніх підприємствах, які виготовляють пиломатеріали загального призначення. Між тим ринок потребує специфікаційних пиломатеріалів під конкретні вироби, що давно реалізовано в країнах Європейського союзу. Розроблені навіть стандарти, які обумовлюють сферу застосування пилопродукції, і

наведені вимоги до якості пиломатеріалів за зовнішніми ознаками, показниками міцності, вмістом вологи тощо.

Подальше використання пиляної продукції з лісосировини вимагає її сушіння, а певний виріб – відповідного рівня якості проведення цього процесу. Дотримання показників якості сушіння гарантує довготривалу експлуатацію столярних, меблевих виробів тощо, сприяє економії сировинних та енергетичних ресурсів.

Бажання вітчизняних споживачів висушеної пилопродукції швидко одержати продукт спонукає до використання жорстких режимів. Однак невідповідна якість висушених пиломатеріалів призводить до швидкої руйнації деревних конструкцій.

**Мета дослідження** – виявлення чинників, що впливають на підвищення якості пило продукції функціонального призначення.

**Методика дослідження**. Було проаналізовано різні методики дослідження якості сушіння пилопродукції та норми її оцінювання, які змінювалися з початку минулого століття [1-5]. Кількісні дані наведених в них показників якості сушіння були узгоджені з можливістю тогочасного сушильного обладнання.

Сьогодні змінилася технологія сушіння, зросла конкуренція на ринку виробів з деревини. Тому вимоги до пиломатеріалів збільшилися, особливо до міцності конструкційних пиломатеріалів, які слід висушувати за низьких температур. У зв'язку з цим якість висушеного пиломатеріалу слід оцінювати згідно із ДСТУ 4921:2008 [6], вимоги якого порівняно з минулими стали вибагливішими. Для виявлення рівня якості сушіння пиломатеріалів висушених в різних камерах було використано методику та положеннями діючого відповідного стандарту.

**Результати дослідження**. На двох підприємствах Києва були проведені експериментальні дослідження якості сушіння соснових пиломатеріалів, призначених для виготовлення столярних виробів – дверей та євровікон. Процес проводився у стаціонарних парових камерах СПЛК-2, розроблених за проектом Гипродревпрома наприкінці минулого століття, які на тепер переведені на водяне теплозабезпечення, та збірно-металевих камерах італійського виробництва фірм «Copcal» та «Termolegno». Італійські камери оснащені трьома осьовими вентиляторами, які розташовані над штабелями і забезпечують поперечно-вертикальну циркуляцію сушильного агента. Камера СПЛК-2 обладнана двома осьовими вентиляторами, в ній реалізовано поперечно-горизонтальну циркуляцію повітря.

Вологість пиломатеріалів вимірювали за допомогою кондуктометричного вологоміру WOOD MASTER WM-860 (Україна) з похибкою вимірювання ±1,0 % в діапазоні вологості 6-23%..

На обох підприємствах висушувалася соснова дошка завтовшки 50 мм м'яким режимом. Середня початкова вологість пиломатеріалів знаходилася в межах 37-47%. Результати вимірювання кінцевої вологості та тривалості сушіння наведені в табл.1.

*Таблиця 1.* Середня вологість матеріалу та тривалість сушіння

| Найменування камери | Значення кінцевої вологості, $W_{кін}$, % | Тривалість сушіння τ, діб |
|---|---|---|
| «Copcal» | 6,5 | 20 |
| «Termolegno» | 7,1 | 18 |
| СПЛК-2М | 8,2 | 15 |

Згідно призначення висушених пиломатеріалів – столярні вироби, вони мали бути висушені за II категорією якості. Для з'ясування відповідності показникам II категорії якості сушіння було виміряно розсіювання кінцевої вологості у партії висушеного матеріалу. Результати порівняно з вимогами ДСТУ 4921:2008 [6] та наведено на рис. 1.

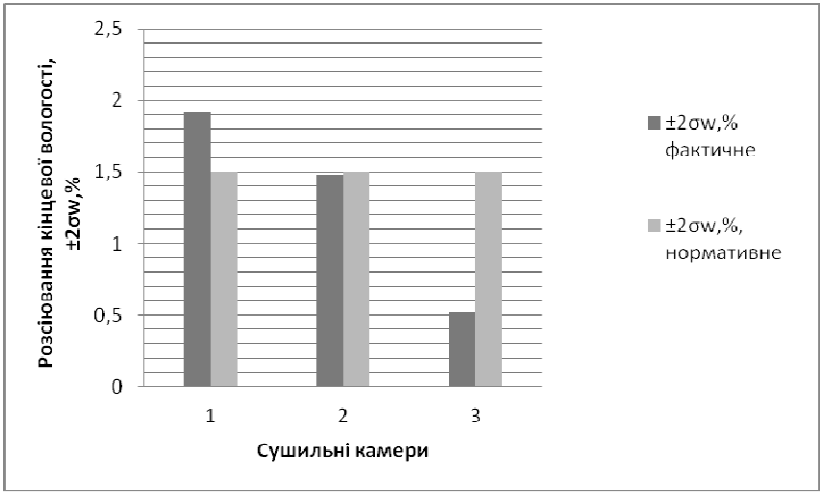



Рисунок 1. Розсіювання кінцевої вологості пиломатеріалів у партії висушеного матеріалу в камерах: 1 – СПЛК-2; 2-«Copcal» ; 3 – «Termolegno»

Згідно з нормативними показниками розсіювання кінцевої вологості у партії висушеного матеріалу ($\pm 2\sigma_w$,%),можна зауважити, що в камері «Copca»l пиломатеріал висушено по II категорії якості, в камері «Termolegno» – по I, а у камері СПЛК-2 – по III категорії. Отже, прискорення процесу сушіння в камері СПЛК-2 не дозволило досягти необхідної категорії якості сушіння. Можливо це пов'язано з бажанням знизити ціну на виріб через збільшення обертів камери з метою вдалої конкуренції в ціновому аспекті на столярні вироби. Однак у цьому разі не враховується якість сушіння, яка потім неодмінно проявиться у готовому виробі.

Собівартість технологічних процесів виготовлення столярних виробів впливає на їх ціну. Зрозуміло, що ціна за деревину, висушену за I категорією якості має бути найвищою, а за III категорією якості, відповідно, найнижчою. У табл. 2 наведено результати розрахунку собівартості сушіння деревини, що проводилося під час досліду у трьох камерах. Витрати на виконання процесу сушіння поділяються на дві групи: перша – витрати, які не залежать від тривалості сушіння (завантажувально-розвантажувальні роботи, витрати теплоти на початкове прогрівання деревини та випаровування вологи), друга – ті, що залежать від тривалості процесу (витрати на електроенергію, витрати теплоти на тепловологообробку, втрати тепла через огородження, оплата праці). У розрахунку прийнято, що витрати на початкове прогрівання деревини та на випаровування вологи є однаковими для всіх камер, оскільки температурний рівень режимів сушіння майже не відрізнявся.

*Таблиця 2.* Собівартість сушіння соснових пиломатеріалів у різних камерах

| Показники | Камери | | |
|---|---|---|---|
| | «Copcal» | «Termolegno» | СПЛК-2 |
| Питома потужність двигунів, кВт/м$^3$ | 0,09 | 0,27 | 0,43 |
| Фактична категорія якості сушіння | II | I | III |
| Витрати на сушіння, грн./м$^3$ | 77,9 | 223,4 | 291,1 |

Зрозуміло, що для сушіння пиломатеріалу за I категорією якості витрати мають бути найбільшими. Значна різниця між

витратами на сушіння за I та II категоріями якості є очікуваною, проте значною і пояснюється вагомою розбіжністю в обсязі завантаженого матеріалу у досліджуваних камерах. Під час сушіння деревини в камері СПЛК-2 за III категорією витрати є набагато більшими, ніж для у разі висушування за I категорією у камері «Termolegno». Причиною цього є велика питома потужність двигунів. З метою зниження собівартості сушіння пиломатеріалів необхідно замінити вентилятори або збільшити обсяг завантажувального матеріалу за рахунок суттєвої модернізації камери.

Проведені дослідження свідчать, що рівень проведення процесу сушіння та собівартість висушеної продукції взаємопов'язані. Якість пиломатеріалів функціонального призначення має оцінюватися не лише за насиченості вадами, а за спроможністю виконувати певні функції. Так, пиломатеріали висушені за I категорією якості можна безпечно використовувати в несучих дерев'яних конструкціях, оскільки вони не будуть змінювати форму в процесі експлуатації та розтріскуватися. Гарантувати це може відповідний рівень проведення технологічного процесу, який має бути закладеним у ціну на сухі пиломатеріали.

*Список літератури:*

1. Чулицкий Н.Н. Исследования факторов и характеристик режимов сушки древесины / Чулицкий Н.Н. – М. – Л.:Госмашметиздат, 1934. – 88 с.

2. Селюгин Н.С. Сушка древесины / Селюгин Н.С. – М. – Л.:Гослесбумиздат, 1949. – 532с.

3. Серговский П.С. Гидротермическая обработка и консервирование древесины / Серговский П.С. – М. – Лесн. пром-сть, 1975. – 400 с.

4. Руководящие материалы по камерной сушке пиломатериалов / Под ред. Е.С.Богданова, П.С.Серговского, А.А.Горяева. – [3-е изд.] - Архангельск: ЦНИИМОД, 1982. – 93 с.

5. Керівні технічні матеріали з технології камерного сушіння пиломатеріалів/За ред. П.В.Білея. – Львів: РВЦ УкрДЛТУ, 2003. – 72 с.

6. ДСТУ 4921:2008 Пилопродукція. Оцінювання якості сушіння: ДСТУ 4920:2008. – [Чинний від 2009-07-01]. К: Держстандарт України, 2009. – 7 с. – (Національні стандарти України).

**УДК 624.042.4**

# ПЕРСПЕКТИВНІ НАПРЯМИ ДОСЛІДЖЕНЬ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ В МІСЦЯХ ПЕРЕПАДІВ ВИСОТ БУДІВЕЛЬ

# PERSPECTIVE DIRECTIONS OF RESEARCHES OF SNOW LOAD IN PLACES OF BUILDINGS HEIGHT DIFFERENCES

*д.т.н. проф.* ***Пічугін С.Ф.,*** *к.т.н.* ***Дрижирук Ю.В.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка )*
*Dr. Professor Pichugin S.F., Ph.D Dryzhyruk Yu.V.; (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University)*

*В статті окреслені нові перспективні шляхи вивчення снігового навантаження в місцях перепадів висот будівель. Пропонується вести дослідження за такими напрямами, як уточнення імовірнісних моделей та форми надлишкових снігонакопичень.*
*Ключові слова: снігове навантаження, «сніговий мішок», імовірнісна модель*

*The article gives new perspective ways of research of the snow load in the places of overfalls of heights of buildings. To conduct research after such directions, as clarification of probabilistic models and form of snow bags is offered.*
*Key words: snow load, «snow bag», probabilistic model.*

**Постановка проблеми.** З введенням в дію нових вітчизняних норм ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи» [2] Україна наблизилася до Європейських засад нормування атмосферних навантажень на будівельні конструкції. Проте до сих пір існує багато питань щодо гармонізації Державних будівельних норм та Єврокодів. Загостренню проблеми сприяє курс держави на поступовий перехід до Європейських норм з подальшим включенням вітчизняних напрацювань у національні додатки. Тому важливими є всебічні дослідження снігового навантаження на конструкції з урахуванням кліматичних змін за допомогою сучасних імовірнісних та чисельних методів. Ці дослідження в результаті повинні дати кінцевий продукт –

національний додаток до Єврокоду, що найбільш повно відображає українські кліматичні умови та підходи до їх врахування.

**Аналіз останніх досліджень.** Нормуванню снігового навантаження, зокрема в місцях перепадів висот присвячені наукові праці відомих російських вчених – В.А. Отставнова, І.В. Лєбєдєвої та ін. В Україні даною проблемою займаються А.В. Перельмутер [3], Р.І. Кінаш. Під керівництвом проф. С.Ф. Пічугіна вперше отримана імовірнісна модель накопичення снігу в місцях перепадів висот будівель.

**Виділення невирішених частин загальної проблеми.** Основним недоліком імовірнісних досліджень, що проводяться в наш час, є застарілість вихідних метеорологічних даних. Також важливим етапом вивчення форми заметів має стати моделювання накопичення снігу за допомогою CFD-систем.

**Формулювання цілей статті.** Метою статті є окреслення кола майбутніх досліджень снігового навантаження, зокрема, у місцях перепадів висот будівель.

**Виклад основного матеріалу.** В останні роки активізувалась робота по адаптації Єврокодів в Україні. Так, видано ряд однойменних ДСТУ [4], зокрема по сніговому навантаженню. Триває робота по створенню національного додатка, що має на меті врахувати особливості ДБН «Навантаження і впливи» [2] у поєднанні з результатами останніх досліджень. Ці дослідження повинні бути зосереджені в наступних напрямках:

- уточнення імовірнісних моделей снігового навантаження на поверхні ґрунту для території України;
- уточнення форми розподілу снігу в місцях перепадів висот будівель (форми «снігових мішків»);
- розроблення імовірнісного підходу до врахування кількості снігу, що зноситься до перепаду висот будівель.

Таким чином, планується уточнити розрахункові значення снігового навантаження в усіх найбільш небезпечних випадках. Розглянемо запропоновані напрямки детальніше.

*Уточнення імовірнісних моделей снігового навантаження на поверхні ґрунту для території України.* Зимовий період 2012-2013 рр. характеризувався значною нерівномірністю випадання опадів по території України. В той час, коли в західних та північних областях за три дні випадала місячна норма снігових опадів (рис. 1), на сході та в центрі опади носили епізодичний характер.

Подібне посилення циклонічної діяльності спостерігається протягом останніх 5 років, в той час як будівельні норми по навантаженнях створені на 2005 р. по більш раннім метеоданим.

Рисунок 1. Наслідки снігопаду, Київ, 23 березня 2013 р.

Рішенням даної проблеми може бути перегляд імовірнісних моделей, що використані розробниками ДБН, з урахуванням метеоданих за останні 50-100 років. Таким чином не виключено, що значення характеристичних навантажень для міст України зміняться.

*Уточнення форми розподілу снігу в місцях перепадів висот будівель (форми «снігових мішків»).* До недавнього часу найбільш інформативним способом отримання параметрів снігових заметів (висоти, густини снігу) була снігозйомка (рис. 2). Однак в наш час не всі власники будівель зі значними перепадами висот дозволяють доступ на покрівлі для проведення досліджень. Тому альтернативою снігозйомці може бути використання методів обчислювальної гідродинаміки (CFD), що впродовж тривалого часу застосовуються в Японії та США. Найбільш відомими програмними комплексами такого типу є ANSYS Fluent, Autodesk Simulation CFD та інші. Верифікація отриманих результатів проводиться шляхом порівняння їх з даними снігозйомок та моделювання снігу в аеродинамічній трубі. Суттєвим недоліком у застосуванні цих систем є їх висока вартість, необхідність значної обчислювальної потужності ПК а також значна складність моделювання систем неоднорідної фази, якою є сніг.

*Розроблення імовірнісного підходу до врахування кількості снігу, що зноситься до перепаду висот будівель.* Як відомо, авторами розроблена імовірнісна модель накопичення снігу в місцях перепадів висот будівель [1]. Створена в техніці випадкових величин, модель

враховує швидкість вітру та кількість опадів у вигляді снігу. На основі моделі розроблений механізм оптимізації параметрів «снігових мішків». Однак з метою уточнення ведеться подальша робота в напрямку врахування зміни тиску вітру по висоті та бічного знесення снігу.

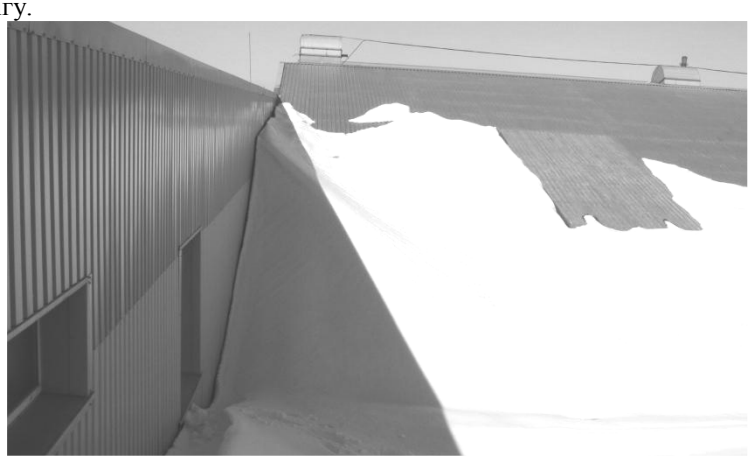


Рисунок 2. «Сніговий мішок» на покрівлі промислової будівлі, 2013 р.

**Висновки.** Таким чином, результати за окресленими напрямами досліджень сприятимуть уточненню розрахункових положень стосовно снігового навантаження та можуть бути використані при удосконаленні ДБН і створенні національного додатку до Єврокоду.

*Список літератури:*

1. *Дрижирук Ю.В. Імовірнісний опис снігового навантаження на покрівлі будівель із перепадами висот : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ю.В. Дрижирук; ПолтНТУ.– Полтава, 2011. – 23 с.*

2. *ДБН В.1.2–2:2006. Навантаження і впливи: чинний з 2007–01–01. – К.: Мінбуд України, 2006. –59 с*

*3. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух–Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общей ред. А.В. Перельмутера. – М. : Изд. ДМК Пресс, 2009. – 528 с.*

4. *ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. –57 с.*

**УДК 330.131:624.071.34**

# ОЦІНКА ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ БАЛОК З ПОДВІЙНОЮ ПРОФІЛЬОВАНОЮ СТІНКОЮ

## ESTIMATION OF ECONOMIC EFFICIENCY FOR BEAMS WITH THE CORRUGATED WEB

*д.т.н., проф.* ***Пічугін С.Ф.****, к.т.н., доц.* ***Чичулін В.П.****, к.т.н.* ***Чичуліна К.В.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)*
*Dr. Professor* ***Pichugin S.F.,*** *Candidate Engineering* ***Chichulin V.P.,*** *Candidate Engineering* ***Chichulina K.V.*** *( the Poltava State Technical University named by Y. Kondratyk)*

**Анотація.** В статті приведені результати техніко-економічного аналізу та оцінки серії нових конструктивних рішень балок з подвійною профільованою стінкою. На прикладах такого типу легких балок запропонований загальний алгоритм визначення економічної доцільності впровадження проектних рішень.
**Abstract.** The results of technical and economic parameters and estimation for beams with the double corrugated web are submitted in this article. The generalized algorithm of determination economical viability for introduction new project decisions is offered on the examples of such type easy beams.

**Стан питання.** В наш час до введення нових конструктивних рішень пред'являються підвищені вимоги ефективності, тобто з рівнем ефективності вище середньогалузевого до стану їх впровадження. Таким чином, будь-яке конструктивне рішення має певний запас ефективності, оскільки з часом відбувається процес старіння. Ефективність нових конструкцій недостатньо враховувати тільки в сфері їх виготовлення, але і, безпосередньо, в сфері їх експлуатації (експлуатаційні витрати) та при зборці на будівельному майданчику (допоміжні витрати).

Розглядаючи питання економічної ефективності легких балочних конструкцій, відмітимо, що їх застосування дозволяє суттєво знизити вартість будівництва в цілому. На сучасному етапі розвитку нових конструктивних форм легких балок, все більше набувають популярності балки з гофрованими (профільованими) стінками, технологія виготовлення яких забезпечує мінімальні допуски та велику

точність монтажу, а проектування ведеться з урахуванням можливості урізноманітнення типорозмірів та естетичних потреб. Застосування балок з профільованими стінками дозволяє зменшити масу конструкцій до 40-60% без втрат міцності, стійкості, тому пошук нових конструктивних форм таких балок та їх техніко-економічна оцінка є досить актуальним питанням.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми.** Питанням пошуку ефективних конструктивних рішень та оцінки економічної доцільності балок, пояси яких складаються з гнутих С-утворюючих профілів коробчастого перерізу та стінки з профільованого листа з несучими з'єднаннями на попередньо-напружених болтах, присвячена робота Кретиніна А.Н. [1], в якій відзначена ефективність та оптимальність такої конструктивної форми. В дослідженнях Егорова П.І. [2] розрахунками ефективності застосування профілів різної конфігурації в гофрованих стержнях доведено, що оптимальним профілем для стержнів (що згинаються, центральних та позацентрово стиснутих) є трикутний. Із останніх робіт, де піднімається питання оптимальних за матеріаломісткістю конструкцій балок з поперечно-гофрованою стінкою та комбінованих балок, а також представлені конструктивні рішення, які направлені на підвищення раціональності використання матеріалу, є дослідження Полтораднєва А.С. [3]. До зарубіжних джерел, де піднімаються питання економічної ефективності складених балок зі стінкою різного профілю, належить робота Rackham J. W. [4]. Отже, на сьогодні перспективним напрямком є дослідження ефективних конструкцій, тобто використання можливості поліпшення показників матеріаломісткості, вартості і трудомісткості.

**Задачі дослідження.** Провести ґрунтовний техніко-економічний аналіз серії нових конструктивних рішень сталевих легких балок з подвійною профільованою стінкою та визначити критерій ефективності для такого типу конструкцій. Привести загальну методику оцінки ефективності нових конструктивних рішень.

**Виклад основного матеріалу.** Вибір проектного рішення – це багатофакторне завдання, тому не існує єдиного критерію та загального алгоритму щодо оцінки якості та ефективності нової конструкції. Економічна оцінка нового конструктивного рішення формується в результаті розрахунку техніко-економічних та вартісних показників, які відносяться до стадій будівництва та експлуатації запропонованої конструкції. Зокрема, при оцінці ефективності легких балочних конструкцій та факторів застосування важливе значення має

показник витрат металу на погонний метр, працевтрати на виготовлення та монтаж.

В попередніх дослідженнях були запропоновані сталеві балки з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплені розкісною решіткою (рис. 1) [5, 6], хрестовою решіткою (рис. 2) та решіткою у вигляді арочних елементів (рис. 3). Для такого типу легких решітчастих балок профільована стінка (7) балок має трапеціївидну форму та складається з двох профільованих листів, що закріплюються до направляючих (4) у вигляді квадратних труб за допомогою самонарізних гвинтів (2). До поясів (1), які складаються з труб квадратного перетину, направляючі прикріплені за допомогою суцільного зварювання (6). Опорні ребра (8) виконані з листів з урахуванням роботи на зминання та зрізання. Решітка (3) приєднується до профільованих листів самонарізними гвинтами (2). Для прикріплення балок до колони можна виконувати отвори (5).

Розглядаючи етапи створення таких конструктивних форм балочних конструкцій, відмітимо, що вихідні заготовки для них виконуються на початку виготовлення балок.

Переваги конструкцій з розкісною решіткою полягають в тому, що можна не використовувати ребра жорсткості під локальне навантаження (розташування розкісної решітки повинно відповідати локальному навантаженню на верхній пояс балки), елементи решітки в поєднанні з профільованою стінкою забезпечують більшу стійкість, ніж окремо розкоси решітки та стінка.

До переваг застосування хрестової решітки (рис. 2) можна віднести підвищення жорсткості стінки та забезпечення стійкості стінки по всій висоті балки.

Розглядаючи решітку із арочних елементів (рис. 3), відзначимо, що вона своєю формою відтворює епюру моментів, сприймаючи частково їх дію. В зонах, наближених до опор, арки перехрещуються і сприймають додаткові зусилля у зоні похилих перерізів балки. В прольоті переріз двотаврової балки близький до «ідеального двотавра», що є оптимальним перерізом для сприйняття згинального моменту.

*Таблиця* 1 – Вартісні показники та трудовитрати за одиничними розцінками для сталевих балок з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплених решіткою різного обрису на пог. м.

| Шифр і номер позиції | Найменування робіт і витрат | Обсяг | Вартість одиниці, грн | | Загальна вартість, грн. | | | Витрати труда робітників, люд.-год. | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | всього | експлуатації машин | всього | заробітної плати | експлуатації машин | не зайнятих обслуговуванням машин | |
| | | | заробітної плати | в тому числі заробітної плати | | | в тому числі заробітної плати | тих, що обслуговують машини | |
| | | | | | | | | на одиницю | всього |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| **Полиці (труби стальні електрозварні (300х200х8мм; 0,119т); ламель (труби стальні електрозварні 50х3мм; 0,0086т); стінка $h_в$=45 *см* та 2$t_в$=0,2 *см* (0,00805т); зварювання пояси і ламелі (0,001т), самонарізні гвинти для поясів (16шт; 0,00002т)** | | | | | | | | | |
| Е9-52-1 | Порізка полиці та ламелей (м) | 0,7 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 8 | 7 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| Е9-70-1 | Виготовлення металевих листових конструкцій (т) | 0,13667 | 14640,32<br>3066,85 | 1801,05<br>396,28 | 2001 | 419 | 246<br>54 | 146,88<br>15,23 | 20<br>2 |
| Р20-30-1 Н2=0,9 | Свердління отворів (100шт) | 0,16 | 234,39<br>229,65 | -<br>- | 38 | 37 | -<br>- | 12,42<br>- | 2<br>- |
| Е9-52-1 | Порізка полиці та ламелей (м) | 0,7 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 8 | 7 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| **Розкісна решітка(труби стальні електрозварні квадратного перетину 50х50х3мм;0,00614т); зварювання решітки до ламелей (0,0003т); самонарізні гвинти для кріплення (16шт;0,00002т)** | | | | | | | | | |
| Е9-52-1 | Порізка решітки (м) | 0,1 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 1 | 1 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| Е9-70-1 | Виготовлення металевих листових 0,5 т (т) | 0,00646 | 14640,32<br>3066,85 | 1801,05<br>396,28 | 95 | 20 | 12<br>3 | 146,88<br>15,23 | 1<br>- |
| Р20-30-1 Н2=0,9 | Свердління отворів (100шт) | 0,16 | 234,39<br>229,65 | -<br>- | 38 | 37 | -<br>- | 12,42<br>- | 2<br>- |
| Е9-22-1 | Монтаж решітчастих балок до 3 т (т) | 0,14313 | 1989,59<br>698,10 | 1204,04<br>370,04 | 285 | 100 | 172<br>53 | 36,80<br>15,43 | 5<br>2 |
| **Хрестова решітка(труби стальні електрозварні квадратного перетину 50х50х3мм;0,01214т); зварювання решітки до ламелей (0,0006т); самонарізні гвинти для кріплення (24шт;0,00004т)** | | | | | | | | | |
| Е9-52-1 | Порізка решітки (м) | 0,2 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 2 | 2 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| Е9-70-1 | Виготовлення металевих листових конструкцій (т) | 0,01278 | 14640,32<br>3066,85 | 1801,05<br>396,28 | 187 | 39 | 23<br>5 | 146,88<br>15,23 | 2<br>- |
| Р20-30-1 Н2=0,9 | Свердління отворів 100шт) | 0,24 | 234,39<br>229,65 | -<br>- | 56 | 55 | -<br>- | 12,42<br>- | 3<br>- |
| Е9-22-1 | Монтаж решітчастих балок до 3 т (т) | 0,14945 | 1989,59<br>698,10 | 1204,04<br>370,04 | 297 | 104 | 180<br>55 | 36,80<br>15,43 | 5<br>2 |

*Продовження таблиці 1*

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Подвійна арочна решітка(труби стальні електрозварні квадратного перетину 50х50х3мм;0,0135т); зварювання решітки до ламелей (0,0004т); самонарізні гвинти для кріплення (20шт;0,000033т)** | | | | | | | | | |
| Е9-52-1 | Порізка решітки (м) | 0,18 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 2 | 2 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| Е9-70-1 | Виготовлення металевих листових конструкцій (т) | 0,013933 | 14640,32<br>3066,85 | 1801,05<br>396,28 | 204 | 43 | 25<br>6 | 146,88<br>15,23 | 2<br>- |
| Р20-30-1 Н2=0,9 | Свердління отворів (100шт) | 0,2 | 234,39<br>229,65 | -<br>- | 47 | 46 | -<br>- | 12,42<br>- | 2<br>- |
| Е9-22-1 | Монтаж решітчастих балок до 3 т (т) | 0,1506 | 1989,59<br>698,10 | 1204,04<br>370,04 | 300 | 105 | 181<br>56 | 36,80<br>15,43 | 6<br>2 |
| **Одиночна арочна решітка(труби стальні електрозварні квадратного перетину 50х50х3мм;0,00675т); зварювання решітки до ламелей (0,0002т); самонарізні гвинти для кріплення (12шт;0,000016т)** | | | | | | | | | |
| Е9-52-1 | Порізка решітки (м) | 0,15 | 11,94<br>10,50 | -<br>- | 2 | 2 | -<br>- | 0,54<br>- | -<br>- |
| Е9-70-1 | Виготовлення металевих листових конструкцій (т) | 0,006966 | 14640,32<br>3066,85 | 1801,05<br>396,28 | 102 | 21 | 13<br>3 | 146,88<br>15,23 | 1<br>- |
| Р20-30-1 Н2=0,9 | Свердління отворів (100шт) | 0,12 | 234,39<br>229,65 | -<br>- | 28 | 28 | -<br>- | 12,42<br>- | 1<br>- |
| Е9-22-1 | Монтаж решітчастих балок до 3 т (т) | 0,14364 | 1989,59<br>698,10 | 1204,04<br>370,04 | 286 | 10<br>0 | 173<br>53 | 36,80<br>15,43 | 5<br>2 |

Кошторисний розрахунок (табл. 1) представлених конструкцій здійснювався за допомогою програмного комплексу "Автоматизоване визначення вартості будівництва, АВК-5" в поточних цінах станом на 2013 рік, який призначений для автоматизованого випуску кошторисно-ресурсної документації, що використовується всіма учасниками будівництва та орієнтований на державні будівельні норми України ДБН Д.1.1-1-2000 "Правила визначення вартості будівництва".

У вищеприведених розрахунках вартісних показників та трудовитрат за одиничними розцінками для сталевих балок з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплених решіткою різного обрису враховані затрати основного виробництва (різка металу, утворення отворів, шліфування, зварювання, збирання, фарбування), а також затрати неосновного та допоміжного виробництва. Для загальної оцінки та визначення кошторисної вартості запропонованих балочних конструкцій враховується додатково монтаж, транспортні витрати на перевезення матеріалів, умови роботи. Середньомісячна заробітна плата робітників прийнята 3400 грн.

З метою порівняння техніко-економічних характеристик, за критерієм несучої здатності до запропонованих решітчастих конструкцій була підібрана складена сталева балка *50БС3* із висотою балки $H$ =50 *см* та товщиною стінки $t_w$=1,2 *см*, шириною $b_f$=30 *см* та товщиною полиці $t_f$=2,5 *см* (без врахування ребер) [7].

В таблиці 2 приведені результати розрахунку економічної ефективності запропонованих решітчастих балок з подвійною профільованою стінкою в порівнянні з традиційною конструкцією складеної балки. Порівнюючи конструкції типових сталевих складених балок зі сталевими балками з подвійною профільованою стінкою, розкріплених решіткою різного обрису, виявлено суттєвий економічний ефект зменшення матеріаломісткості до 11% та кошторисної вартості до 6% при можливому невеликому збільшенні трудомісткості до 1%.

Таблиця 2 – Результати техніко-економічного порівняння сталевих балок з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплених решіткою зі зварними конструкціями балок на пог. м.

| Критерій оцінювання | Зварні сталеві балки | Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплена розкісною решіткою | | Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплена хрестовою решіткою | | Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою з решіткою у вигляді арочних елементів | | Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою з решіткою у вигляді одиночного арочного елементу | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | абсолютне значення | ефект, % | абсолютне значення | ефект, % | абсолютне значення | ефект, % | абсолютне значення | ефект, % |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Маса конструкцій, кг | 160,3 | 143,13 | +11 | 149,45 | +7 | 150,6 | +6 | 143,64 | +10 |
| Загальна кошторисна вартість конструкцій, грн. | 3170 | 2984 | +6 | 3142 | +1 | 3148 | +1 | 2977 | +6 |
| Трудо-місткість, люд.-год. | 37 | 37 | 0 | 39 | -5 | 39 | -5 | 36 | +3 |
| Кошторисна заробітна плата, грн. | 825 | 835 | -1 | 889 | -8 | 885 | -7 | 826 | 0 |

Найкращими з економічної точки зору є варіанти балочних конструкцій, розкріплених розкісною решіткою та у вигляді одиночного арочного елементу, які за прийнятими техніко-економічними критеріями значно переважають балки складеного перерізу.

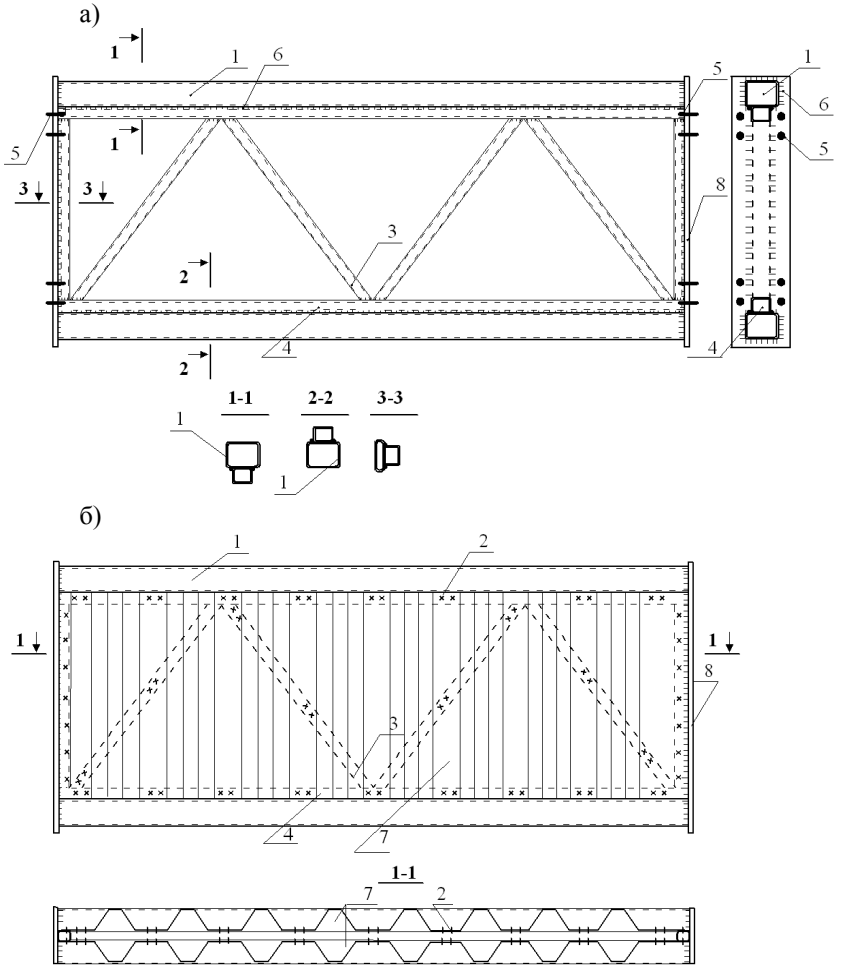
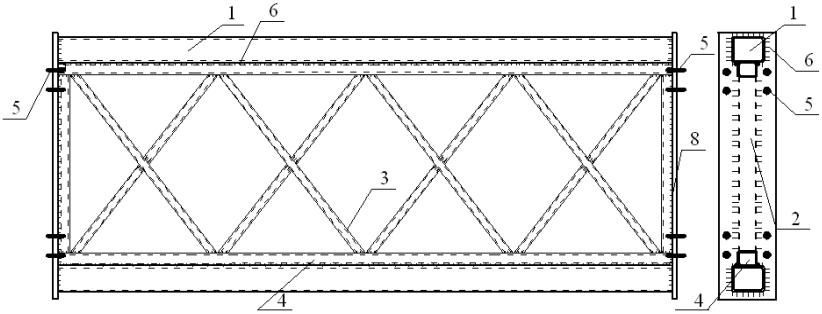



Рисунок 1. Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплена розкісною решіткою: а – вихідна заготовка; б – готовий відсік

Треба відмітити, що саме гофрування забезпечує зниження матеріаломісткості, а застосування листів профільованого настилу дозволяє варіювати розмірами гофрів призводячи до суттєвої втрати ваги конструкції при виконанні умов міцності і стійкості. Знаходження ефективних геометричних параметрів перерізу балок з гофрованими (профільованими) стінками дозволить всебічно реалізувати потенційні можливості легких балочних конструкцій такого типу.

Представлені решітчасті конструкції балок можуть застосовуватись при будівництві промислових цехів, балочних клітин, складських приміщень, ангарів, мансард різноманітних приміщень цивільного та сільськогосподарського призначення.

а)




б)

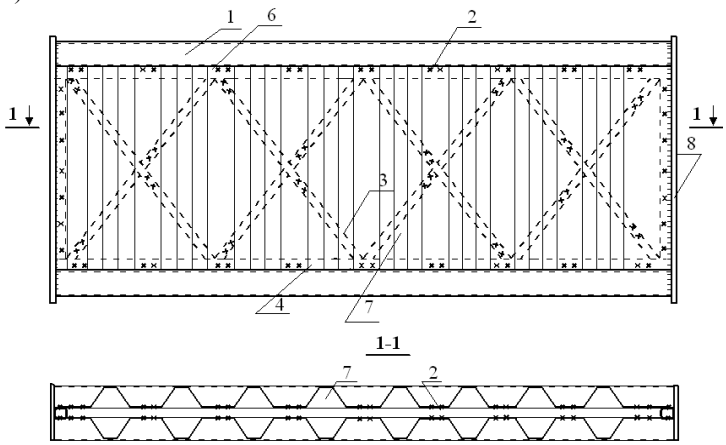



Рисунок 2. Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою, розкріплена хрестовою решіткою: а – вихідна заготовка; б – готовий відсік

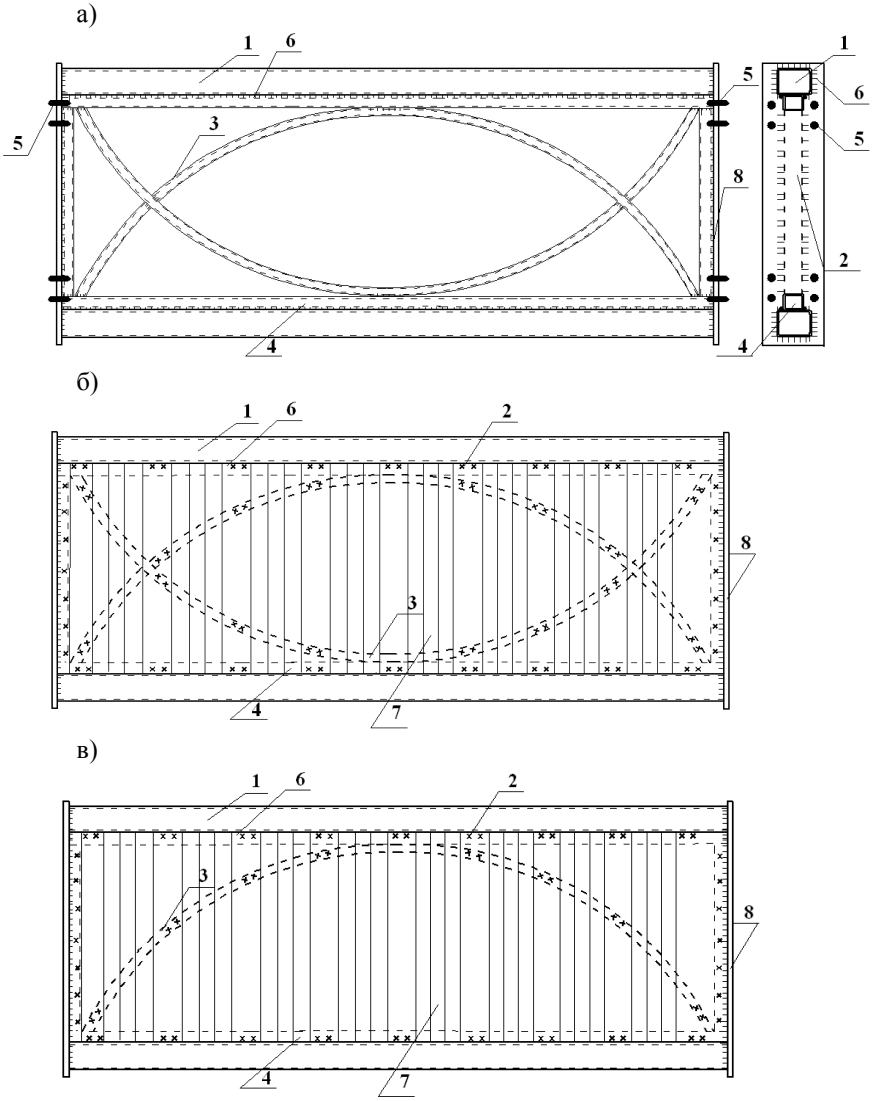



Рисунок. 3. Сталева балка з подвійною поперечно профільованою стінкою з решіткою у вигляді арочних елементів: а – вихідна заготовка з подвійними арочними елементами; б – готовий відсік з подвійними арочними елементами; в– готовий відсік з одиночним арочним елементом

**Висновки.** В результаті проведеного техніко-економічного аналізу запропонованих конструкцій легких балок з подвійною профільованою стінкою, розкріплених решіткою різної конфігурації, в порівнянні зі зварною сталевою балкою визначений економічний ефект зменшення матеріаломісткості та кошторисної вартості, який варіюється в межах 11%. Приведений загальний алгоритм оцінювання техніко-економічних показників нових конструктивних рішень легких балок.

*Список літератури:*


1. *Кретинин А.Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок: автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Кретинин; Новосиб. госуд. архит.-строит. ун-т. – Новосибирск: НГАСУ, 2008. – 25 с.*
2. *Егоров П.И. Исследования напряженно-деформированного состояния стальных балок и колонн из двутавра с тонкой гофрированной стенкой : автореф. дис. на соискание уч. степ. докт. техн. наук : спец. 05.23.01 „Строительные конструкции, здания и сооружения”/ П.И. Егоров. – Хабаровск, 2010. – 24 с.*
3. *Полтораднев А.С. Несущая способность и оптимизация стальных тонкостенных балок : автореферат дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. С. Полтораднев ; рук. работы Я. И. Ольков ; Моск. гос. ун-т путей сообщ. - М. : УПЦ ГИ МИИТ, 2012. – 24 с.*
4. *Rackham J. W. Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction / J. W. Rackham, G. H. Couchman // The metal cladding & roofing manufacturers association in partnership with the steel construction institute. 2009. (23) №2. – 110 p.*
5. *Пат. 64445 Україна, МПК (2006) E 04 C 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена розкісною решіткою / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2011 04051; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.*
6. *Чичуліна К.В. Надійність вузлів сталевих балок з профільованою стінкою : автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / Чичуліна К.В. – Полтава, 2011. – 26 с.*
7. *ТУ У 01412851.001-95. Двутавры сварные. Технические требования. – Днепропетровск : Типография завода им. Бабушкина, 1996. – 31 с.*

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСТЯНУТОГО СТЫКА ПОЯСА ДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ-ЛИНЗЫ ПРОЛЕТОМ 30 М.

*Погорельцев А.А., к.т.н., зав. лабораторией несущих деревянных конструкций (Москва, ЦНИИСК)*
*Турковский С.Б., д.т.н., зав. сектором деревянных конструкций ЦНИИСК*
*Суменко М.А., инженер ЦНИИСК*

**Аннотация.**

В 2013 г. в Москве завершено строительство аквапарка. Покрытие по деревянным клееным фермам пролетом 30 м. и по балкам. Пояса ферм выполнены сборными с применением жестких стыков системы ЦНИИСК. Для подтверждения правильности техническихрешений и качества изготовления в ЦНИИСК проведены испытания растянутого стыка в натуральную величину. Приводятсянекоторыерезультаты.

# Nature tests of the tensional joint for the lens-shaped wooden truss, span 30 m.

*Pogoreltsev A.A, candidate of technical science, chief of carry wood structures lab (Moscow, Central Construction Structural Research Institute (TSNIISK)).*
*Turkovsky S.B., doctor of technical science, chief of carry wood structures section of carry wood structures lab (Moscow, Central Construction Structural Research Institute (TSNIISK)).*
*Sumenko M.A. , engineer (Moscow, Central Construction Structural Research Institute (TSNIISK)).*

**Abstract.**

Water park construction is finished in Moscow in 2013. Roofing is arranged upon glulam trusses, which have the span of 30 meters, and glulam beams. Chords of trusses are made divided, using in-site rigid joints made according to “TSNIISK system”. To confirm the adequacy of the technical arrangement of the joint, there were performed tests of original shaped joint sample. Someresultsofthetestarecited.

В 2013 г. завершены реконструкция и строительство корпусов А и Б с несущими деревянными конструкциями покрытия оздоровительного комплекса по ул. Голубининской 16. Корпус А (печально известный «Трансвааль парк») реконструирован и перекрыт деревянными балками. Корпус Б (аквапарк) размером в плане 50 х 70 м, трехпролетное здание с железобетонными колоннами высотой 13.5 м. и с шагом 13 м. Покрытие крайних пролетов выполнено по балкам линзообразной формы пролетом 10 м., покрытие среднего пролета по фермам-линзам пролетом 30 м., установленным с шагом 6.5 м (рис.1)

Рис.1. Интерьер аквапарка «Морион».

По технологическим и транспортным причинам фермы запроектированы сборными*. Каждая ферма состоит из пяти конструктивных элементов: верхнего пояса, двух элементов нижнего пояса и треугольной решетки.

*Проект каркаса покрытия аквапарка и фермы разработаны Смирновым П.Н., Турковским С.Б., Филимоновым М.А.

Элементы нижнего пояса длиной около 16 м. по концам снабжены узловыми закладными деталями «системы ЦНИИСК»[1]. На опорном участке в пределах первой панели с помощью наклонно вклеенных стержней, воспринимающих сдвиг, присоединена часть верхнего пояса. На другом торце элемента, посередине пролета фермы, установлены V-образные анкеры для устройства стыка нижнего пояса. Верхний пояс объединяется двумя жесткими стыками с опорными участками на элементах нижнего пояса.

Каждый из поясов по ширине сечения состоит из двух элементов сечением 140 х 900 мм., подкосы соединенные с поясами на болтах в упор. Таким образом наиболее сложные и напряженные узлы фермы: опорные и ответственные элементы стыков выполнены в заводских условиях ДСК Стройконструкции (г.Королев) с необходимым контролем качества.

Сборка ферм осуществлялась фирмой ООО «Стройдревкомплект» на стройплощадке в горизонтальном положении путем объединения поясов в стыках и установки раскосов в упор с плотной приторцовкой по месту.

Стыки устраивались посредством стальных полос сечением 20х80 установленных вертикально между выпусками V-образных анкеров 2(Ø20 А400х700) и сваривались между собой. Зазоры между торцами сплачиваемых элементов в стыках заполнялись полимербетоном, обеспечивающим плотность контакта торцов, необходимую их защиту торцов от влаги и восприятие сжимающих и сдвигающих усилий, действующих в стыке.

Контроль качества сборки ферм в рамках авторского надзора осуществлялся сотрудниками ЦНИИСК.

Ввиду особой ответственности объекта, экспериментального характера несущих конструкций и по требованию экспертизы на базе ЦНИИСК были проведены испытания наиболее нагруженного стыка нижнего пояса фермы в натуральную величину до разрушения.

Испытаниями преследовалась цель: подтвердить несущую способность стыка, ожидаемый характер разрушения, правильность принятой конструкции, качество изготовления стыка и вместе с тем, проверить новые предложения по соединениям стыков на болтах.

В задачи эксперимента входило установить:

- несущую способность одного анкера и стыка в целом;
- податливость одного анкера и узлового соединения;
- поведение стыка под нагрузкой;
- характер разрушения;

- напряженно-деформированное состояние основных элементов стыка;

- эффективность внесенных конструктивных измененийстыка в сравнении с прототипом.

Для исследований, по чертежам ЦНИИСК, был специально изготовлен фрагмент нижнего пояса фермы со стыком в соответствии с конструкцией фермы, на торце справа, и новым предлагаемым, на торце слева (рис.2).Особенность проектного решения в сравнении с известным прототипом [2] состояла в том, что анкерные полосы объединены между собой диафрагмами, которые должны нейтрализовать дополнительные изгибающие моменты из плоскости полос, возникающие от несоосного размещения ветвей V-образных анкеров и приводящих к нежелательному выкалыванию древесины на боковые плоскости, и закручиванию стальных полос при разрушении (рис.2а). Такой характер разрушения был зафиксирован ранее при подобных испытаниях стыка без диафрагм [2], и который необходимо было устранить в конструкции ферм аквапарка.

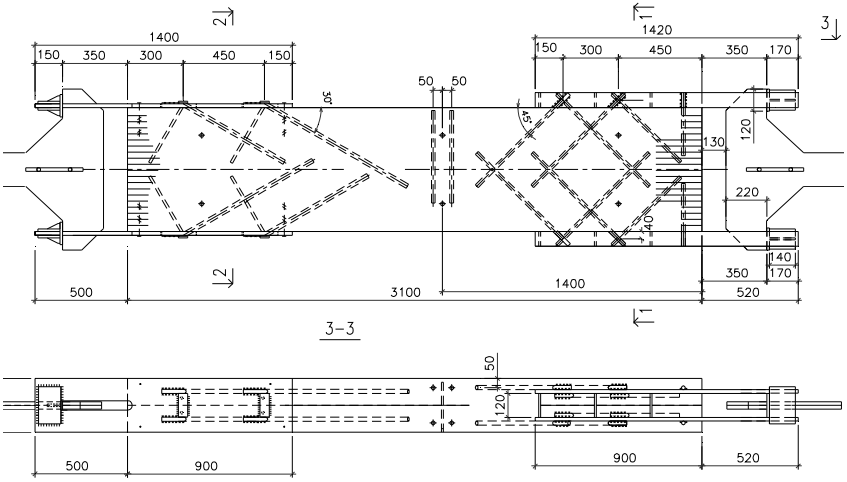



Рис. 2. Схема опытного стыка фермы аквапаркаусовершенствованной конструкции

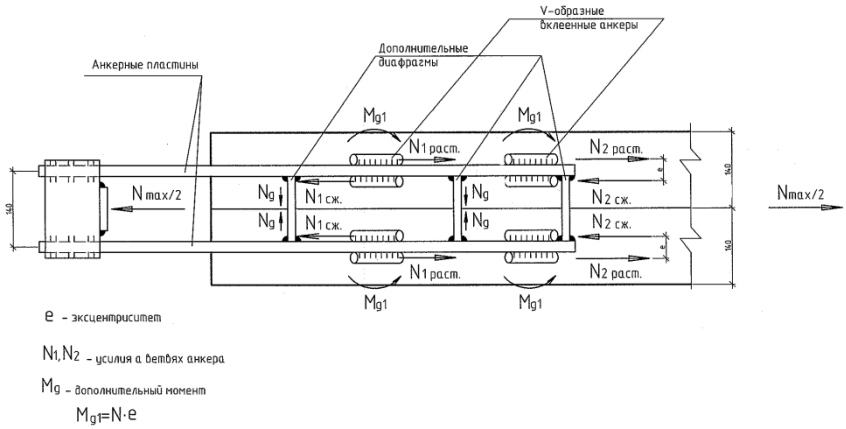



Рис.2а.
Векторы усилий в закладных деталях стыка

На другом торце фрагмента подлежала проверке новая конструкция стыка, допускающая на монтаже болтовое соединение в стыке. Для этого вместо анкерных полос использовались анкерные пластины, которые располагались плашмя на узких гранях фрагмента. Ширина пластин допускала размещение расчетного количества болтов. Помимо того, врезки в клееной древесине для пластин имели небольшую глубину и вследствие армирования древесины анкерами, не ослабляли сечение пояса в зоне стыка.

Количество V-образных анкеров на одном торце фрагмента принято по 8 шт., исходя из мощности горизонтальной разрывной машины(около 240т.). На эту нагрузку расчитывались и опытная оснастка. В реальном стыке фермы по расчету использовались 12 аналогичных анкеров.

Перемещения анкерных пластин и полос относительно древесины под нагрузкой измерялись индикаторами на торцах фрагмента и на торцах пластин и полос. Деформации последних фиксировались электротензорезисторами с базой 10 мм., установленными перед анкерами и между ними. Деформации древесины вдоль и поперек волокон в зоне стыков фиксировались электротензорезисторами с базой 20 мм.

Нагружение фрагмента велось ступенями по 20 т. с разгрузкой на каждой ступени до 2 т.  и записью показаний всех приборов согласно рекомендации [3]. Максимальная нагрузка составила 175 т. без всяких признаков разрушения и была ограничена техническим оснащением гидравлики разрывной машины.

Для определения несущей способности анкеров и характера разрушения, анкерные полосы на правой части фрагмента были распилены между анкерами, т.е. количество анкеров на одном торце было уменьшено до 4 шт. (по 2 на каждой грани). Ожидаемая, разрушающая нагрузка была снижена до 120 т. На этой стадии испытания, нагрузка прикладывалась непрерывно(без разгрузки),  до разрушения, которое было достигнуто при 137 т. и сопровождалось вязким нарастанием деформаций древесины под вклеенными стержнями без увеличения нагрузки с хрупким выкалыванием древесины на торце и разрывом стержней анкеров на одной грани фрагмента. Выкалывания на боковые грани не последовало. Такой характер разрушения объясняется эффективностью постановки диафрагм между анкерными полосами (рис.3).

Рис.3

Датчики на всех анкерных пластинах фиксировали их синхронную работу, близкую к упругой до нагрузки, превышающей расчетную. Это позволило определить несущую способность одного анкера (137/4) равную 34 т. что в 2,2 раза превысило расчетное значение. Следовательно, несущая способность стыкового соединения фермы составила 34х12=408 т и превысило расчетную более чем в 2 раза.

Сдвиги анкерных полос относительно древесины сохраняли пропорциональный характер в течение всего нагружения(рис.4). Для первого ряда(анкеров) перемещения были на 20% больше перемещений анкеров во втором ряду фрагмента. При нагрузке 100 т. они составили соответственно 0,07 и 0,05 мм.(рис.4).Податливость одного анкера составила 0,056мм/т., деформации раскрытия стыка при 100т. составили 0,95 мм.

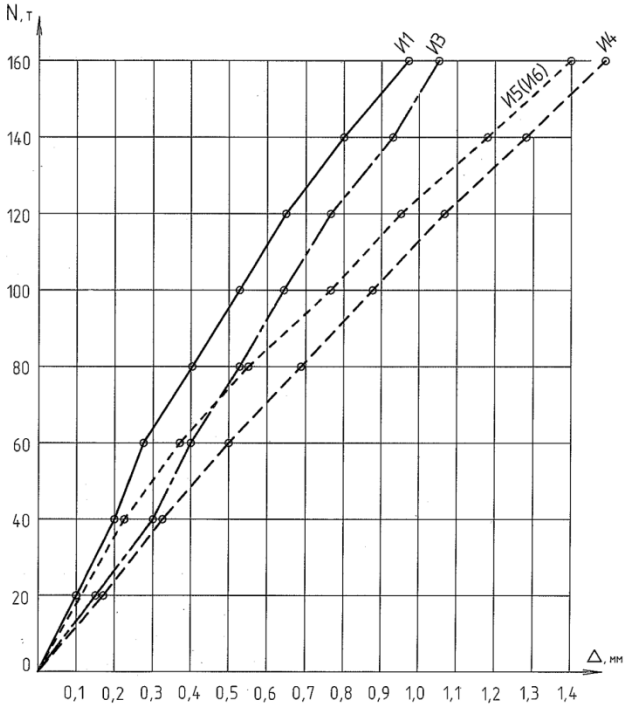



Рис.4. Диафрагма зависимости перемещения анкерных пластин относительно древесины. И1, И6 в торцах пластин И3, И4 в начале пластин.

Полученные данные используются для мониторинга ферм приэксплуатации. С их помощью по раскрытию зазоров стыка можно установить состояние стыка в зависимости от действующей нагрузки.

Об эффективности, предлагаемой конструкции стыка на болтах, можно судить по величине перемещений пластин относительно древесины, которая оказалась значительно меньшеаналогичных деформаций полос на другом торце фрагмента. Это объясняется участием анкерных пластин в работе на сжатие поперек волокон по узким граням фрагмента. Применение конструкции стыка с пластинами вместо полос, позволяет уменьшить ослабление сечения врезками, обеспечить возможность использовать болтовое соединение вместо сварки.

**Выводы:**

1. Натурные испытания подтвердили достаточные прочность и качество растянутых стыков фермы.
2. Полученная несущая способность одного V-образного анкера в стыке, которая составляет 34 т.
3. Доказана необходимость применения диафрагм между двумя рядами анкеров по ширине сечения при несоосном присоединении ветвей анкеров к полосам.
4. Данные о перемещении анкерных полос целесообразно использовать при мониторинге за поведением растянутых стыков ферм в эксплуатации.
5. Опытом подтверждена эффективность и возможность применения для растянутых стыков пластин с болтовым соединением на монтаже.

## Литература


1. С.Б.Турковский, А.А. Погорельцев, И.П. Преображенская (Клееные деревянные конструкции с узлами на вклееных стержнях в современном строительстве(система ЦНИИСК), М.:РИФ «Стройматериалы», 2013,-300с.)

2. Погорельцев А.А. Суменко М.А. Турковский С.Б. «Натурные испытания стыков на V-образных анкерах растянутых деревянных элементов». В сб.науч.тр. «Современные строительные конструкции из металла и древесины». л.115, часть 4. ОГАС и А.2011.

3. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций, М.ЦНИИСК: Стройиздат, 1981. 40 с.

**УДК 624.072.2.011**

# РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ БАЛОК НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ПРОГРАМНОМ КОМПЛЕКСЕ LIRA 9.2.

# STRENGTH CALCULATION OF COMPOSITE WOOD BEAMS ON THE BASIS OF NUMERICAL STUDIES OF SOFTWARE LIRA 9.2.

*Докт. тех. наук, профессор Рощина С.И, 8(4922)47-98-04*
*Канд. тех. наук, доцент Лукин М.В.*
*Ассистент Шохин П.Б.*
*Студент Грибанов А.С.*
*(Владимирский государственный университет)*
*Dr. Professor Roshchina S.I.*
*Ph. D. Lukin M .V.*
*Assistant Shokhin P.B.*
*Student Gribanov A.S.*
*(Vladimir State University)*

**Аннотация.** Статья посвящена вопросу расчета прочности деревокомпозитных конструкций с внешним усилением. Усиление выполняется мягкой арматурой в виде стеклоткани приклеенной при помощи эпоксидной смолы, с включением в ее состав углеродных нанотрубок. Усиление выполнялось в растянутой зоне конструкции.

**Ключевые слова:** Деревокомпозитные конструкции, расчет, прочность, внешнее усиление мягкой арматурой.

**Abstract.** The article focuses on the strength calculation of wood composite structures with external amplification. Amplification is performed in the form of soft reinforcement fiberglass glued with epoxy resin, with the inclusion of its constituent carbon nanotubes. Amplification was performed in the tension zone construction.

**Keywords:** wood composite construction, calculation, strength, external amplification soft fittings.

Основной концепцией МКЭ является разбиение области анализа на конечное число подобластей, называемых конечными элементами. Каждый элемент определяется конечным числом точек или узлов. Система узлов и элементов образует сетку. Выбор функции формы для элемента, как и выбор самого элемента, могут быть осуществлены по-разному и являются определяющим шагом в МКЭ. Таким образом, МКЭ является систематическим способом аппроксимации непрерывной функции дискретной моделью, представляющей собой множество значений функции в некотором числе точек области в совокупности с кусочными аппроксимациями этой функции на некотором конечном числе подобластей.

Предлагаемый авторами метод усиления заключается в усилении растянутой зоны балок внешней арматурой в виде стеклоткани на основе базальтового приклеенной на эпоксидной смоле с включением в ее состав углеродных нанотрубок (УНТ). Исследования проводились на моделях деревянных балок перекрытия с размерами поперечного сечения 100х70 мм и длиной 2,25 м. Материалом является сосна 2-го сорта.

Конструкция и поперечные разрезы вариантов усиления деревянной балки с расположением элемента усиления в растянутой зоне приведены в виде графического материала на рис.1.

Расчет балок выполнялся с применением программного комплекса Lira 9.2. Расчет производился с учетом действительной работы в статической постановке с учетом физической нелинейности материала древесины. Работа древесины описывалась диаграммами, построенными на основании экспериментальных исследований стандартных образцов на сжатие и растяжение. Расчетная схема конструкции принята в виде балки на двух опорах, загруженная точечной нагрузкой по схеме чистого изгиба.

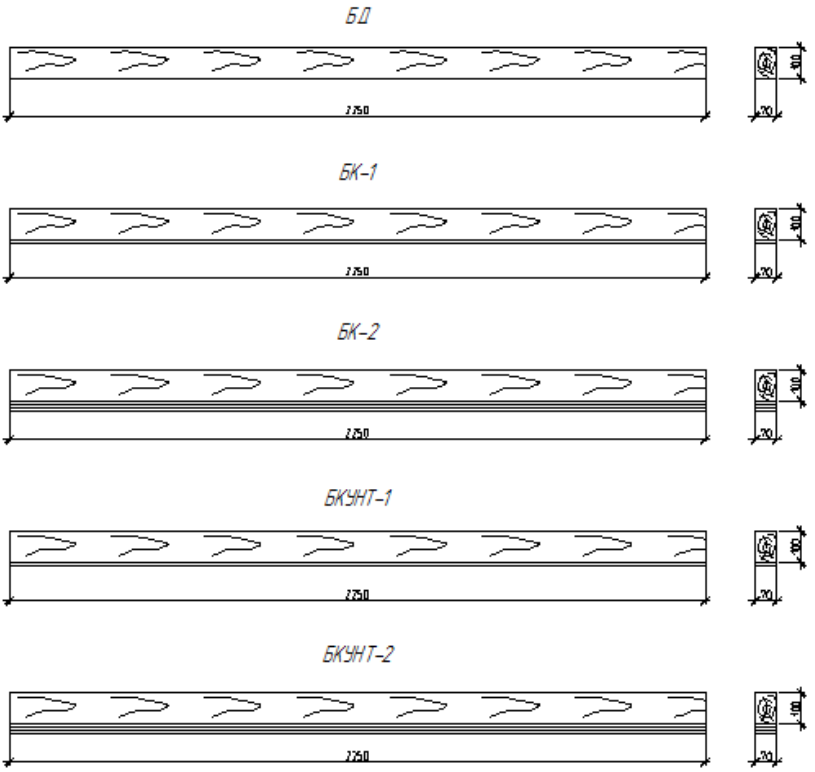



Рис.1. Варианты моделей деревокомпозитных балок

Нелинейность в программном комплексе учитывается при задании конечным элементам (пластинам) жесткостей. Нагружение балок производилось сосредоточенными нагрузками по схеме чистого изгиба. Нагрузка прикладывалась ступенями, величины которых принималась равными 1/10 от разрушающей нагрузки.

Граничные значения работы древесины приняты из приведенного графика, носящего название диаграмма Белянкина – Прагера и составляют:

- расчетное сопротивление древесины на сжатие (растяжение) - 130 кг/см$^2$;
- предел прочности на сжатие - 400 кг/см$^2$;
- предел прочности на растяжение - 1000 кг/см$^2$.

Маркировка балок сечением 100х70 мм, пролетом 2250 мм:

- Серия БД-1 – деревянные балки без армирования;
- Серия БК-1 – то же, с армированием растянутой зоны стеклотканью в 2 слоя, проклеенной эпоксидной смолой ЭД-20;
- Серия БК-2 – то же, с армированием растянутой зоны стеклотканью в 4 слоя, проклеенной эпоксидной смолой ЭД-20;
- Серия БКУНТ-1 – то же, с армированием растянутой зоны стеклотканью в 2 слоя, приклеенной эпоксидной смолой ЭД-20 с включением в ее состав углеродных нанотрубок концентрацией 0.3%;
- Серия БКУНТ-2 – то же, с армированием растянутой зоны стеклотканью в 4 слоя, приклеенной эпоксидной смолой ЭД-20 с включением в ее состав углеродных нанотрубок концентрацией 0.3%.

По результатам расчета построена диаграмма нагрузка-сжимающие напряжения и нагрузка-растягивающие напряжения (см. рис.2, 3) и сравнительный анализ напряженно – деформированного состояния.

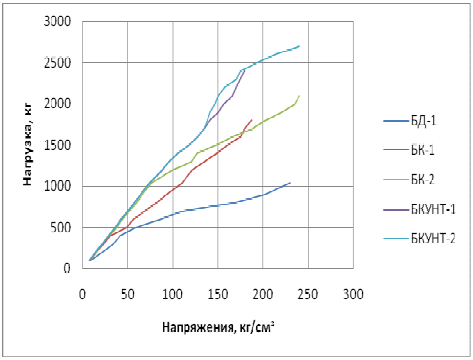



Рис.2. Диаграмма нагрузка – сжимающие напряжения в древесине

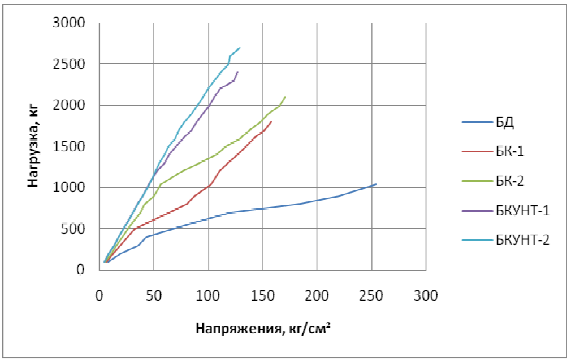



Рис.3. Диаграмма нагрузка – растягивающие напряжения в древесине

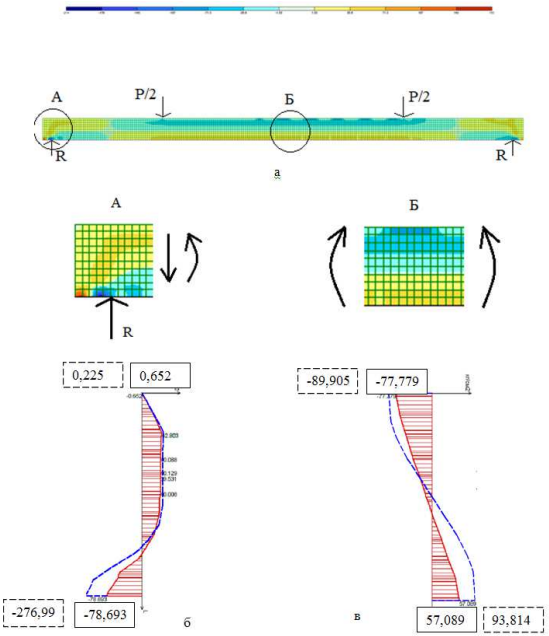



Рис.4. Напряженно-деформированное состояние деревокомпозитной балки с применением наноткани:
(а) – расчетная схема; (б) - эпюры нормальных напряжений в опорной части; (в) - эпюры нормальных напряжений в середине пролета;
_ _ _ эпюры напряжений в цельной балке.

Из анализа диаграмм (рис.2, 3) можно сделать следующие выводы:

1. Балка БД достигает предела прочности на сжатие при нагрузках:
   - в линейной постановке – 990 кг;
   - в нелинейной постановке – 1370 кг/м.

   Таким образом, учет действительной работы древесины идет в запас, составляющий 1,4 раза.
2. Напряжения сжатия в древесине балок достигают расчетного сопротивления при нагрузках:
   - для балок БД - 1040 кг;
   - для балок БК-1 - 1600 кг;
   - для балок БК-2 - 1760 кг;
   - для балок БКУНТ-1 - 2030 кг;
   - для балок БКУНТ-2 - 2550 кг.

Таким образом, напряжения в древесине деревокомпозитных балок уменьшаются при использовании наноклеевой композиции по сравнению с обычной деревянной балкой и деревокомпозитной балкой без использования углеродных нанотрубок.

*Список литературы:*

1. Шохин П.Б. Повышение эксплуатационной надежности деревокомпозитных балочных конструкций. Текст кандидатской диссертации, 2012.

2. Акатенков Р.В., Кондрашов С.В., Фокин А.С., Мараховский П.С. Особенности формирования полимерных сеток при отверждении эпоксидных олигомеров с функциализованными нанотрубками. Авиационные материа-лы и технологии, №2, 2011, С. 31-37.

3. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве // Учебное пособие. – Владимир, ВлГУ, 2002. - 68с.

**УДК 624.072.2.11**

# РАСЧЕТ КОМПОЗИТНЫХ БАЛОК С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВО ВРЕМЕНИ

## THE CALCULATION OF COMPOSITE BEAMS WITH THE INFLUENCE OF REDISTRIBUTION OF STRESSES IN TIME

*Докт. тех. наук, профессор* ***Рощина С.И.,****8(4922)47-98-04*
*Ассистент* ***Лукина А.В.***
*Ассистент* ***Сергеев М.С.***
*Студент* ***Бледных Е.О.***
*(Владимирский государственный университет)*
*Dr. Professor* ***Roshchina S.I.***
*Assistant* ***Lukina A.V.***
*Assistant* ***Sergeev M.S.,***
*Student* ***Blednykh E.O.***
*(Vladimir State University)*

**Аннотация.** В статье рассматриваются вопросы, посвященные способу усиления и расчета усиленных деревянных балок с внешним армированием. Армирование балок выполняется жесткой арматурой из швеллера, располагаемого с верхней и нижней сторон. Совместная работа швеллера и усиливаемой деревянной балки осуществляется за счет вклеенных в тело балки стержней.

**Ключевые слова:** экспериментально-теоритические исследования, способ усиления, деревянные балки, внешнее армирование.

**Abstract.** The questions on ways to strengthen and calculation of reinforced wooden beams with external reinforcement. Reinforcement beams running tight fitting of the channel, located on the upper and lower sides. Working together, reinforced with wooden sill beams at the expense of the body glued beam rods.

**Keywords:** experimental and theoretically study a way to enhance, wooden beams, external reinforcement.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования и наблюдения за композитными конструкциями в процессе эксплуатации показали, что под нагрузкой с течением времени их напряженно-деформированное состояние значительно изменяется. Применяемые для соединения арматуры с древесиной клеевые композиции обеспечивают надежную совместную работу их, однако вследствие ползучести основного материала - древесины, во времени происходит перераспределение усилий между арматурой и древесиной. При этом в расчетных сечениях нормальные напряжения в арматуре и клеевом шве "арматура - древесина" возрастают, а в древесине снижаются, что вызвано изменением (снижением) модуля упругости древесины. В принципе, это положительно влияет на долговечность и надежность конструкций, так как арматура со временем "разгружает" более "слабый" материал - древесину, в результате чего снижается отрицательное влияние пороков строения древесины на несущую способность, что позволяет использовать в конструкциях пиломатериалы 3-го сорта.

Влияние продолжительности действия нагрузки необходимо учитывать при проектировании композитных конструкций, так как неучет фактора времени может привести к потере несущей способности или к недопустимому росту деформаций (перемещений).

Для учета ползучести в линейной теории упругой наследственности связь между напряжениями и деформациями элемента использовано интегральное уравнение Больцмана-Вольтерра:

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma(t)}{E}+\frac{1}{E}\int_{\tau}^{t}K(t-\tau)\sigma(\tau)d\tau, \qquad (1)$$

в котором в качестве ядра ползучести, применяемого для древесины, использована затухающая экспоненциальная функция:

$$K(t-\tau)=A_1 e^{-\alpha_1(t-\tau)}, \qquad (2)$$

где $A_1$ и $\alpha_1$ – постоянные коэффициенты, найденные опытным путем по кривым ползучести деревянных элементов при изгибе с использованием методики А. К. Малмейстера ($A_1$ = 0,0275, $\alpha_1$ = 0,0625) [63, 64].

Раскроем значение входящих в ядро ползучести (2.2) коэффициентов $A_1$ и $\alpha_1$

$$A_1=\frac{E_д-E_д(t)}{E_д\eta_д}; \qquad (3)$$

$$\alpha_1=\frac{E_д(t)}{E_д\eta_д}, \qquad (4)$$

где $E_д$ и $E_д(t)$ – мгновенный и длительный модули упругости древесины;

$\eta_д$ – коэффициент времени релаксации.

$E_д$, $E_д(t)$ и $\eta_д$ называют реологическими постоянными, в данном случае, древесины.

Использование формул полученных для практического расчета затруднено из-за их громоздкости. Известно, что в области затухающей ползучести при длительном действии статической нагрузки, конструкция через определенное время приобретает напряженно-деформированное состояние, в дальнейшем практически неизменное. В связи с этим указанные формулы можно упростить, заменив переменные операторы коэффициентами влияния, отражающими установившееся напряженно-деформированное состояние.

Поэтому в связи с перераспределением усилий между арматурой и древесиной при длительном действии постоянной нагрузки при расчете элементов необходимо ввести коэффициенты влияния $K_{дл}^{\partial}$ – учитывающий снижение во времени напряжений в древесине и $K_{дл}^{s}$ – учитывающий увеличение напряжений в арматуре. Тогда при расчете по первой группе предельных состояний нормальные напряжения в древесине следует определять по формуле:

$$\sigma_д(t) = \frac{MK_{дл}^{\partial}}{W_{пр}} \le \frac{R_u}{\gamma_n}; \tag{5}$$

где $K_{дл}^{\partial}$ является численным значением выражения, заключенного в квадратные скобки формулы (2.28) при $t \to \infty$:

$$K_{дл}^{\partial} = \left[\frac{\alpha_1}{\beta_1} + \left(1 - \frac{\alpha_1}{\beta_1}\right)e^{-\beta, t}\right] = \frac{\alpha_1}{\beta_1}, \tag{6}$$

а в арматуре по формуле

$$\sigma_s(t) = \frac{MnK_{дл}^{s}}{W_{пр}} \le \frac{R_s}{\gamma_n}, \tag{7}$$

где $K_{s\,дл}$ является численным значением выражения, заключенного в квадратные скобки формулы (2.32) при $t \to \infty$:

$$K_{дл}^{s} = \left[\frac{A_1 + \alpha_1}{\beta_1} + \left(1 - \frac{A_1 + \alpha_1}{\beta_1}\right)e^{-\beta, t}\right] = \frac{A_1 + \alpha_1}{\beta_1}. \tag{8}$$

Напряжения, вычисленные по формулам (5) и (7), соответствуют установившимся длительным.

Расчет по предельному состоянию второй группы заключается в отыскании прогиба армированного элемента и сравнении его с нормативной величиной.

Установившийся прогиб армированного элемента от действия равномерно распределенной нагрузки определяется выражением:

$$f(t)=\left(\frac{5}{384}\cdot\frac{ql^4}{E_д I_{пр}}+\frac{3ql^2}{16G_д F_{пр}}\right)K_{дл}^{\ s}. \tag{9}$$

Для балки прямоугольного сечения шириной $b$ и высотой $h$, имеющей несимметричное армирование в растянутой либо сжатой зонах площадью А имеем:

$J_д=\frac{b\cdot h^3}{12}$ – момент инерции древесины; $J_s=\frac{A\cdot h^2}{4}$ – момент инерции арматуры;

$$\frac{J_s}{J_д}=\frac{Ah^2 12}{4bh^3}=\frac{A3}{bh}=3\mu; \qquad m_1=\frac{E_s J_s}{E_д J_д}=3n\mu; \tag{10}$$

где $\mu=\frac{\sum A}{bh}$ – коэффициент армирования;

$n=E_s/E_д$ – коэффициент, учитывающий соотношение расчетных модулей упругости арматуры и древесины.

Таким образом, для несимметрично армированного элемента прямоугольного сечения выражения коэффициенты имеют следующий вид:

$$K_{дл}^{д}=\frac{\alpha_1}{\beta_1}=\frac{\alpha_1}{\alpha_1+\frac{A_1\cdot 3n\mu}{1+3n\mu}}=\frac{1+3\cdot m\cdot\mu}{1+\frac{E_д}{E^t{}_д}\cdot 3\cdot n\cdot\mu}\le 1; \tag{11}$$

где $\beta_1=\alpha_1+\frac{A_1 m_1}{1+m_1}=\alpha_1+\frac{A_1 3n\mu}{1+3n\mu}$

$$K_{дл}^{\ s}=\frac{A_1+\alpha_1}{\beta_1}=\frac{A_1+\alpha_1}{\alpha_1+\frac{A_1\cdot 3n\mu}{1+3n\mu}}=\frac{1+3\cdot m\cdot\mu}{\frac{E^t{}_д}{E_д}+3\cdot n\cdot\mu}\ge 1. \tag{12}$$

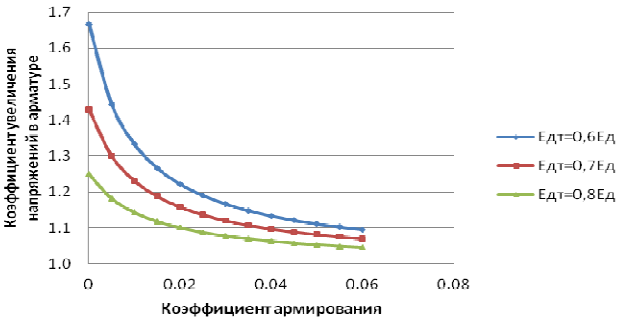



Рис. 1. Зависимость коэффициентов перераспределения усилий в арматуре от коэффициента армирования

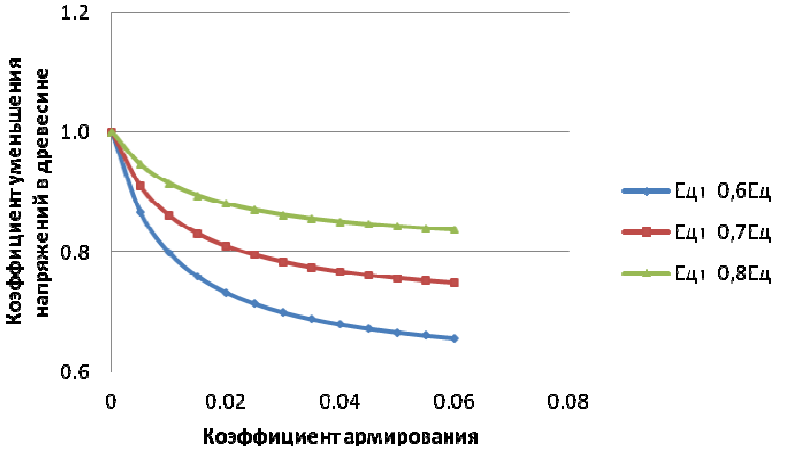



Рис. 2. Зависимость коэффициентов перераспределения усилий в древесине от коэффициента армирования

Полученные выражение (11) и (12) показывают, что значение коэффициентов $K_{дл}^{\partial}$ и $K_{дл}^{s}$ зависят от коэффициента армирования сечения упругих характеристик древесины и арматуры (рис. 1 и 2).

Коэффициент $K_{дл}^{\partial}$ учитывает снижения напряжений в древесине, а $K_{дл}^{s}$ - увеличение напряжений в арматуре при изгибе армированных элементов длительно действующей нагрузкой.

Приведённые выше формулы описывают работу армированных деревянных изгибаемых элементов в области затухающей ползу-

чести. При статических нагрузках, превышающих предел длительной несущей способности рост деформаций во времени неизбежно завершаться разрушением конструкции.

Снижение напряжений в древесине армированного сжато-изгибаемого элемента с течением времени приводит в целом к положительному эффекту, т.к. происходит разгружение деревянной части армированного элемента и, следовательно, повышение ресурса элемента за счет снижения влияния как естественных пороков древесины, так и конструктивных ослаблений. Кроме того, за счет перераспределения усилий деформативность армированных деревянных элементов в процессе эксплуатации будет иметь тенденцию к снижению, что также положительно сказывается на эксплуатационных качествах армированных деревянных конструкций.

*Список литературы:*

1. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки. Текст докторской диссертации, 2009.

2. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве // Учебное пособие. – Владимир, ВлГУ, 2002. - 68с.

3. СТО 36554501-002-2006 «Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции». Методы проектирования и расчета; ФГУП «НИЦ «Строительство»; - М.; 2006.

**УДК 624.072.221**

# ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУСКАТНЫХ БАЛОК С РАЦИОНАЛЬНЫМ РАЗМЕЩЕНИЕМ АРМАТУРЫ НА КОМПАУНДЕ С НАНОЧАСТИЦАМИ

# FEATURES DESIGN WOODEN BEAM GABLE RATIONAL PLACING FIXTURES ON COMPOUNDS WITH NANOPARTICLES

*Докт. тех. наук, профессор* ***Рощина С.И.*** *8(4922)47-98-04*
*Канд. тех. наук, профессор* ***Смирнов Е.А.***
*Аспирант* ***Киселёв И.В.***
*(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
*Dr. Professor* ***Roshchina S.I.***
*PhD, Professor* ***Smirnov E.A.***
*Postgraduate student* ***Kiselev I.V.***
*(Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs)*

**Аннотация**

Статья посвящена рациональным особенностям конструирования армированных деревянных двускатных балок и вклеивания арматуры. Предложен вариант армирования деревоклееных двускатных балок. Для обеспечения надёжной совместной работы арматуры с древесиной описываются особенности применения компаунда модифицированного углеродными наноматериалами.

**Ключевые слова**

Деревянная двускатная балка, рациональное армирование, наночастицы.

**Abstract**

The article is devoted to the rational design of reinforced features wooden beams and pitched sticking valves. A variant of reinforcement derevokleenyh gable beams. To ensure reliable collaboration with wood

reinforcement describes the features of the compound of the modified carbon nanomaterials.

**Keywords**

Wooden gable beam, sound reinforcement, nanoparticles.

В настоящее время большое значение приобретает применение композиционных материалов с включением наночастиц при изготовлении строительных конструкций. Поэтому изучение напряженно-деформированного состояния и создание новых армированных деревянных балок с вклеиванием стержней арматуры на компаунде с нанодобавками является актуальным.

Наиболее трудоёмким при изготовлении армированных деревянных конструкций, является процесс вклеивания арматуры, включающий операцию приготовления клеевой композиции для склеивания арматуры с древесиной; фрезерование пазов под арматуру; подготовку арматуры (очистка от загрязнений, обезжиривание); укладку и запрессовку арматуры.

Вследствие чего, рациональным с конструктивной и технологической точки зрения, является армирование конструкции по пласти. В этом случае пазы под арматуру фрезеруются по боковой поверхности конструкции фасонными фрезами. Конструктивный элемент лежит плашмя, что позволяет сократить время и расходы на изготовление, так как отпадает необходимость кантовать конструкцию при вклеивании арматурных стержней, то есть позволяет вклеивать арматуру в сжатую и растянутую зону за один проход. При этом размеры паза (ширина и глубина) должны не более чем на 5 мм. превышать наружный диаметр арматуры. Защитный слой $z$ из древесины, расстояние от грани балки до края паза под арматуру, по высоте сечения, назначается из условия предела необходимой огнестойкости, но не менее принятого диаметра арматуры. Двускатную деревянную балку предлагается проектировать составной по ширине сечения, в результате чего, вклеенная арматура размещается внутри составного поперечного сечения, тем самым обеспечив требуемую огнестойкость конструкции, а также защиту арматуры и клеевой прослойки «арматура-древесина» от внешних температурных и химических воздействий. Составные по ширине армированные деревянные элементы соединяются резьбовыми шпильками, которые в свою очередь рекомендуется заглублять в древесину и заклеивать деревянными заглушками, для повышения огнестойкости конструкции. Конструкция и поперечный разрез балки приведён на рис. 1.

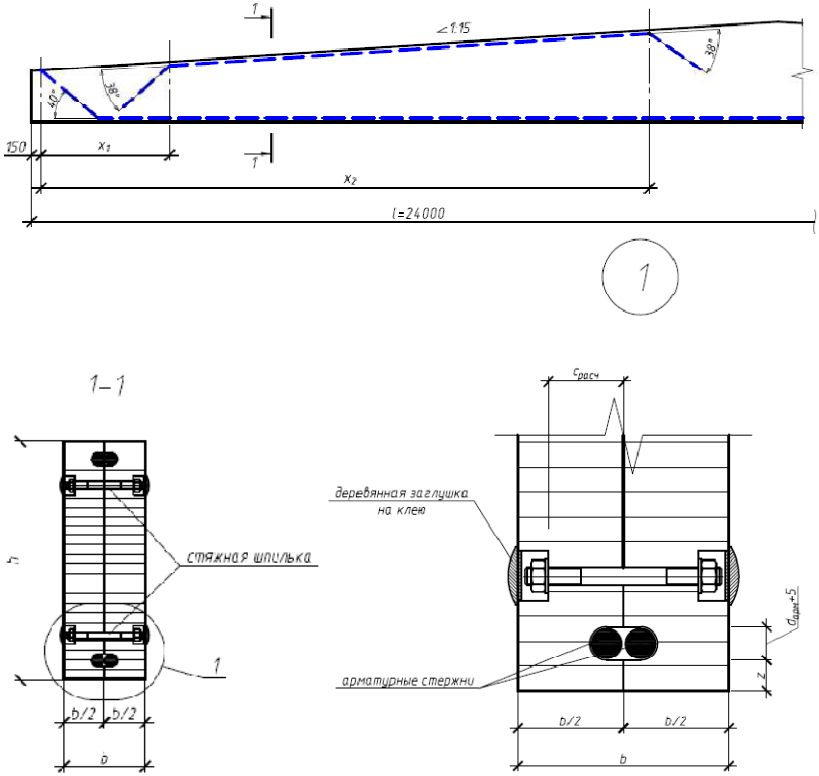



Рисунок 1. Конструкция и поперечный разрез деревянной двускатной армированной балки

Соединение арматуры с древесиной во многом определяет эффективность армированных деревянных конструкций на всех стадиях работы изгибаемой конструкции. При склеивании древесины с арматурой необходимо, чтобы прочность компаунда превышала прочность основного материала конструкции – древесины. При испытании необходимо, чтобы разрушение происходило не по клеевой прослойке или границе её с древесиной, а по самой древесине. Для обеспечения надёжной совместной работы арматуры с древесиной предлагается применение компаунда на основе эпоксидно-диановой смолы ЭД-20, модифицированной углеродными наноматериалами

(УНМ) в виде углеродных нанотрубок (УНТ). Высокие прочностные свойства УНТ представляют значительный интерес с точки зрения новых материалов и объектов обладающих высокими механическими свойствами.

Эксперименты показывают, что УНТ являются материалом с рекордно высокими значениями модуля Юнга (≈ 1 ТПа), что обусловлено совершенством структуры и сильной химической связью между атомами углерода, составляющими нанотрубку. Одним из важнейших факторов является тот, что даже малые концентрации УНТ повышают механические свойства композитов. Вместе с тем создание эпоксидных компонентов, модифицированных УНТ, вызывает существенные трудности, связанные с достижением их однородного распределения в матрице из-за высокой энергетической активности, склонности к агрегатированию и седиментации в менее плотной олигомерной среде. Эффективным способом преодоления указанных проблем является использование ультразвуковой обработки.

Проведенные ранее исследования позволили установить оптимальные концентрации УНТ в эпоксидной матрице в диапазоне 0,4…0,8 % мас. Данная клеевая композиция позволяет существенно увеличить прочность клеевой прослойки (когезионную прочность) и связи её со склеиваемыми материалами (адгезионные физико-механические характеристики в зоне контакта «арматура-древесина») предположительно в 1,5-2 раза.

При замешивании клеевой композиции могут образоваться поры, которые оказывают значительное влияние на прочность композита при межслойном сдвиге. Межслойная сдвиговая прочность достаточно хорошо характеризует прочность адгезионного соединения на поверхности раздела арматуры с древесиной. Так как при увеличении пористости композита эта прочность снижается, то возможно ослабление граничной адгезии из-за наличия пор.

Вклеивание арматуры предлагается с плавным нагревом конструкции до 60-70$^{o}$C, что приводит к резкому сокращению времени полимеризации, клей становиться однородным, расширяется и занимая большой объём за счёт диффузионных свойств, проникает на значительную глубину в поры древесины, при этом увеличивается действительная площадь склеивания. Нагрев целесообразно проводить конвекционным способом в камере аэродинамического подогрева или терморадиационным с помощью инфракрасных электрических излучателей в течение 3-4 часов с последующей 0,5 час. выдержкой в прессе. При этом рост внутренних напряжений в клеевом соединении

происходит гораздо медленнее. Нарастание модуля упругости также несколько сдвигается в сторону увеличения времени нагрева.

После выемки из пресса армированная конструкция отправляется на склад готовой продукции. Конструкция должна выдержаться в течение 7-10 суток после изготовления при температуре не ниже 18-20$^{o}$C, поскольку происходит некоторое нарастание модуля упругости, что также свидетельствует о длительности процесса окончательного отверждения.

*Список литературы:*


1. Карлсен Г.Г., Слицкоухов Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс. М.:Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. Мищенко С.В., Ткачев А.Г. Углеродные наноматериалы. Производство, свойства, применение. М.: Машиностроение, 2008. – 320 с.
3. Репин В. А. Деревянные балки с рациональным армированием. Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук. Владимир, 2000.
4. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки. Текст докторской диссертации, 2009.
5. 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.
6. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве // Учебное пособие. – Владимир, ВлГУ, 2002. - 68с.

**УДК 624.072.2.11**

# ВЛИЯНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОПИЛЬНОЙ РАМЫ НА ПРОГИБ

# THE INFLUENCE OF THE HORIZONTAL DEFORMATION OF THE TRUSS FRAME S' ELEMENTS ON DEFLECTION

*Докт. тех. наук, профессор Рощина С.И.,8(4922)47-98-04*
*Аспирант Эззи Хишам*
*(Владимирский государственный университет)*
*Dr. Professor Roshchina S.I.*
*Graduate student Ezzy Hisham*
*(Vladimir State University).*

**Аннотация**

Часто при расчете строительных конструкций важно определить не только геометрические параметры сечения конструкции, но и величину прогиба конструкции с точностью до миллиметра. Прогиб определяют от действия нагрузок методами строительной механики. В статьи были выполнены два расчета для определения прогиба металлической рамы и были анализированы результаты этих расчетов.

**Ключевые слова**

Несущие конструкции, металлические рамы, расчеты для определения прогиба.

**Abstract**

Often the calculation of building structures is important to determine not only the geometric parameters of design section, but also the value of the deflection structures with millimeter precision. The deflection of the load is determined by the methods of structural mechanics. The article made two calculations to determine the deflection of the metal frame and were analyzed the results of these calculations.

**Keywords**

Structural engineering, steel frames, the calculation for determining the deflection.

Основные несущие конструкции покрытий производственных зданий, перекрывающие пролеты, должны отвечать требованиям прочности, трещиностойкости и жесткости. В качестве таких конструкций применяются обычно двускатные балки, раскосные или безраскосные фермы или арки.

На рисунке 1,а показана стропильная конструкция пролетом 24 м в виде рамы с двускатным верхним поясом и стойками, жестко соединенными с элементами верхнего и нижнего поясов.

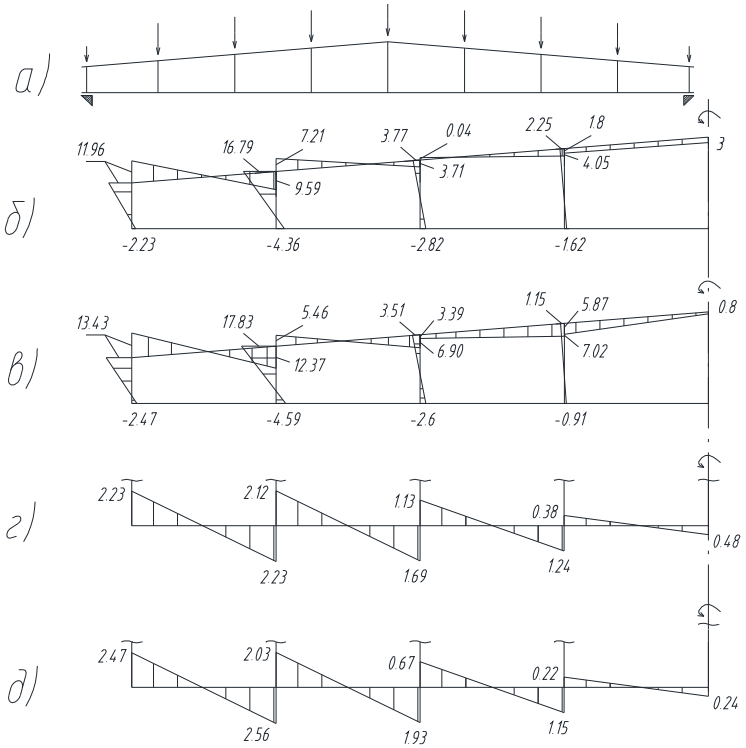



*Рис. 1 Рамная стропильная конструкция:*
*а – общий вид, б,в – эпюры моментов в элементах верхнего пояса и стойках, г,д – то же в элементах нижнего пояса*

Для исследования были выполнены расчеты конструкции, показанной на рисунке 1,а, при следующих исходных данных.

Изгибные жесткости элементов:

верхнего пояса 4978,26 Т*м2,

нижнего пояса 387,24 Т*м2,

стоек: 3592,68; 3592,68; 2381,19; 564,9; 564,9; 564,9; 2381,19; 3592,68; 3592,68 Т*м2 .

Узловые нагрузки 3 Т.

Выполнено два расчета. В первом принималось, что продольные деформации стержней отсутствуют и, следовательно, узлы конструкции могут получать только вертикальные перемещения. Полученная эпюра изгибающих моментов в элементах верхнего пояса и стойках показана на рис. 1,б.

Во втором расчете учитывались продольные деформации элементов верхнего и нижнего поясов. Жесткость на продольное деформирование верхнего пояса 176652,02 Т, нижнего 57036 Т. Эпюра моментов для верхнего пояса и стоек показана на рис. 1,в.

Моменты в элементах нижнего пояса показаны отдельно в другом масштабе на рис. 1,г и 1,д для первого и второго решений соответственно.

Результаты решений различаются существенно и численно и качественно. Во втором случае конструкция в целом оказывается гораздо менее жесткой. Вертикальное перемещение в середине пролета составляет в первом случае 25,16 мм, а во втором 53,91 мм. Причина, по-видимому, заключается в том, что уменьшается сопротивление деформированию конструкции со стороны стоек. В первом решении поворот крайних поперечных сечений стойки возможен только благодаря ее деформированию. Во втором, благодаря удлинению нижнего пояса и укорочению верхнего, стойка поворачивается на некоторый угол как жесткое целое, не оказывая сопротивления деформированию конструкции. Влияние этого фактора уменьшается при увеличении жесткости нижнего пояса на растяжение. При жесткости 85260 Т перемещение в середине пролета составило 40,74 мм; усилия в элементах имеют некоторые промежуточные значения по сравнению с решениями 1 и 2.

*Список литературы:*

1. Беленя Е.И. Металлические конструкции.- М.: Стройиздат, 1986.-560с.

2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.- М.:Стройиздат,1991.-121с.

3. СНиП2.0.1.01-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. –М.: Стройиздат,1987. -35с.

4. Еремин К.И., Нищета С.А., Чернобровенкова О. . Расчет и проектирование металлических конструкций. Учеб. Пособие. – Магнитогорск: МГТУ, 2000. -224с.

**УДК 624.072.222**

# ВПЛИВ КРУТИЛЬНОЇ ЖОРСТКОСТІ ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ НА СТІЙКІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК

## INFLUENCE OF ROTATIONAL STIFFNESS OF PROFILED FLOORING ON STABILITY OF STEEL BEAMS

*к.т.н., доцент Семко В.О., к.т.н. Гудзь С.А. (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*
*c.t.s., associate professor Semko V.O., c.t.s. Guds S.A. (*Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk*)*

**Постановка проблеми у загальному вигляді.** При передачі навантаження через суцільний жорсткий настил, який безперервно спирається на стиснутий пояс і надійно з ним з'єднується, а також при дотриманні вимог п. 1.5.4.4 ДБН В.2.6-163:2010 [1] перевірка стійкості балки двотаврового перерізу, що згинається у площині стінки або у двох площинах, зазвичай, не виконується. У разі застосування плоского і профільованого металевих настилів надійним необґрунтовано вважається з'єднання їх зі стиснутим поясом балки зварюванням, на болтах або самонарізних гвинтах з дотриманням конструктивних вимог до з'єднання. В інших випадках, при недостатньому закріпленні стиснутого поясу, потрібно виконати розрахунок стійкості балки за формулою з коефіцієнтом стійкості при згині $\varphi_b$. Але виникає питання: коли жорсткості профільованого настилу достатньо для забезпечення стійкості балки, яка виконує роль прогону легкої покрівлі. Проте вплив жорсткості профільованого настилу на підвищення стійкості балки в українських нормах ніяк не відображено. Тому розроблення методів урахування жорсткості огороджувальних конструкцій при розрахунку сталевих балок є актуальною науково-технічною проблемою.

**Аналіз останніх досліджень.** Якщо настил жорстко приєднаний до верхнього поясу, то він перешкоджає закручуванню і втраті стійкості балки за згинально-крутильною формою. Згідно з європейськими нормами [2, 4] розрахунок стійкості балки, який полягає у визначенні критичного згинального моменту, при дії поздовжнього стискувального зусилля, що не перевищує 10 % критичної сили, проводити не потрібно за наявності достатньої крутильної жорсткості

настилу. Для цього слід спочатку визначити зсувну жорсткість настилу і порівняти її з потрібною. Вільна вісь обертання балки приймається, коли наявна зсувна жорсткість профільованого настилу менша від потрібної ($S < S_1$). При достатній зсувній жорсткості ($S \geq S_1$) вважається, що стиснутий пояс повністю закріплений від поперечних зміщень і вісь обертання, котру в даному випадку називають обмеженою (зв'язаною), проходить по верху балки. Рекомендації щодо визначення зсувної жорсткості профільованого настилу наведено у джерелах [3, 5, 7, 8, 9]. У роботах [5, 6] зазначається, що вираз для визначення потрібної зсувної жорсткості має внутрішню суперечність, яка полягає у збільшенні потрібної зсувної жорсткості профільованого настилу при зменшенні прольоту балки. Дослідження [6] показали, що для досягнення обмеженої осі обертання потрібна значно менша зсувна жорсткість.

Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану і стійкості тонкостінних сталевих балок, розкріплених профільованим настилом, представлені в роботах С.І. Сладкова [10], С.І. Білика [11]. Також стабілізуючий вплив настилу на балки аналізується в статті [12].

**Виділення нерозв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Питання впливу крутильної жорсткості профільованого настилу на підвищення несучої здатності сталевих балок за рахунок забезпечення їхньої стійкості залишається відкритим і потребує ґрунтовних експериментально-теоретичних досліджень.

**Постановка мети і задач досліджень.** В роботі поставлено за мету навести методику визначення та перевірки достатньої крутильної жорсткості сталевого профільованого настилу з можливістю нехтування деформаціями з'єднання для виявлення його впливу на загальну стійкість і напружено-деформований стан сталевих балок.

**Виклад основного матеріалу.** Закручування статично визначних балок не відбувається, якщо зсувної жорсткості профільованого настилу достатньо для забезпечення повного закріплення стиснутого поясу балки від поперечних зміщень. У всіх інших випадках необхідно перевіряти розрахунком достатню крутильну жорсткість профільованого настилу за формулою:

$$c_{\vartheta,k} \geq \frac{M_{pl,x,k}^2}{EI_y} k_\vartheta k_v, \text{ [кНм/м]}, \qquad (1)$$

де $M_{pl,x,k}$ – характеристична несуча здатність балки за згинальним моментом відносно осі *x* у пластичній стадії (назви осей вітчизняні);

$E$ – модуль пружності сталі;

$I_y$ – момент інерції перерізу відносно осі $y$;

$k_\vartheta$ – коефіцієнт, що враховує розподіл згинального моменту в балці; при вільній осі обертання шарнірно опертої по кінцях балки та рівномірно розподіленому навантаженні дорівнює 4; при обмеженій – 0, в інших випадках визначається за табл. ВВ.1 [2] або табл. 6 [4];

$k_v$ – коефіцієнт, який залежить від виду розрахунку (при пластичному розрахунку $k_v = 1$, при пружному – $k_v = 0{,}35$).

Значення потрібної крутильної жорсткості дозволяється зменшувати відповідно до ступеня використання поперечного перерізу балки для сприйняття розрахункового згинального моменту.

Наявна крутильна жорсткість профільованого настилу $c_{\vartheta,k}$ може бути інтерпретована як система пружин, що послідовно включаються в роботу, і визначена з рівняння:

$$c_{\vartheta,k} = \left( \frac{1}{c_{\vartheta M,k}} + \frac{1}{c_{\vartheta A,k}} + \frac{1}{c_{\vartheta P,k}} \right)^{-1}, \qquad (2)$$

де $c_{\vartheta M,k}$ – теоретична крутильна жорсткість, обумовлена згинальною жорсткістю настилу;

$c_{\vartheta A,k}$ – крутильна жорсткість, обумовлена деформаціями з'єднання;

$c_{\vartheta P,k}$ – крутильна жорсткість, обумовлена деформаціями закріпленої балки.

Перша складова крутильної жорсткості $c_{\vartheta M,k}$ визначається за умови прийняття жорсткого з'єднання балки і настилу з виразу:

$$c_{\vartheta M,k} = \frac{EI_a}{a} k, \qquad (3)$$

де $I_a$ – погонний момент інерції настилу;

$a$ – відстань між балками, що закріплені настилом;

$k$ – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балок, закріплених настилом (для одно- і двопролітних балок $k$ = 2, для нерозрізних балок з трьома і більше прольотами $k$ = 4).

Крутильна жорсткість $c_{\vartheta A,k}$ враховує вплив деформацій настилу і з'єднувальних засобів. Якщо в місці з'єднання не відбувається

взаємного зміщення (наприклад, при жорсткому з'єднанні сталевої балки і залізобетонного настилу), то цією частиною нехтують. Значення крутильної жорсткості $c_{\vartheta A,k}$ при з'єднанні сталевої балки і профільованого настилу самонарізними гвинтами можна отримати за допомогою наступних формул:

$$c_{\vartheta A,k} = \overline{c}_{\vartheta A,k}\left(\frac{b_o}{10}\right)^2 \quad \text{при } \frac{b_o}{10} \le 1{,}25\,; \tag{4}$$

$$c_{\vartheta A,k} = \overline{c}_{\vartheta A,k}\left(\frac{b_o}{10}\right)1{,}25 \quad \text{при } 1{,}25 \le \frac{b_o}{10} \le 2{,}0\,, \tag{5}$$

де $\overline{c}_{\vartheta A,k}$ – експериментально встановлене значення жорсткості профільованого настилу при ширині верхнього поясу закріпленої балки $b_o$ = 10 см;

$b_o$ – ширина верхнього поясу закріпленої настилом балки в см.

Значення експериментальної жорсткості $\overline{c}_{\vartheta A,k}$ для профільованого настилу товщиною $t_н \le 0{,}75$ мм, що приєднаний до балки самонарізними гвинтами діаметром $d \ge 6{,}3$ мм, наведено в табл. 7 DIN 18800 [4]. Якщо профільований настил має товщину $t_н > 0{,}75$ мм, то відповідне значення жорсткості слід помножити на величину $(t_н/0{,}75)^2$. Для відношення $b_o/10 > 2{,}0$ приймається на підставі збільшення надійності $b_o/10 = 2{,}0$.

У нормах EN 1993-1-3 [3] наведено розширену методику визначення крутильної жорсткості профільованого настилу $c_{\vartheta A,k}$.

Нехтування деформаціями з'єднання відповідно до [6] може відбуватись, якщо контактний момент більший за редукований приєднувальний момент між профільованим настилом і балкою ($m_k > redm_\vartheta$). Зворотній крутний контактний момент, який виникає від зовнішнього навантаження і дорівнює погонному крутному навантаженню при спиранні профільованого настилу на один край полички внаслідок закручування балки, для двотаврової балки визначається за формулою:

$$m_k = q_y \frac{b_0}{2}, \tag{6}$$

де $q_y$ – рівномірно розподілене навантаження, що діє на балку вздовж осі $y$.

Редукований крутний приєднувальний момент визначається за формулою:

$$redm_{\vartheta} = m_{\vartheta} \frac{M_{x,Ed}}{M_{pl,x,Rd}}, \tag{7}$$

де $m_{\vartheta}$ – приєднувальний момент;

$M_{x,Ed}$ – розрахунковий згинальний момент відносно осі *x*;

$M_{pl,x,Rd}$ – розрахункова несуча здатність балки за згинальним моментом відносно осі *x* у пластичній стадії.

Приєднувальний момент визначається за формулою:

$$m_{\vartheta} = \frac{0{,}075}{\zeta^2} \frac{M_{pl,x,k}^2}{EI_y} = 0{,}015 k_{\vartheta} \frac{M_{pl,x,k}^2}{EI_y}, \tag{8}$$

де $\zeta = \sqrt{\frac{5}{k_{\vartheta}}}$ – коефіцієнт, що враховує розподіл згинального моменту в балці.

Остання частина крутильної жорсткості $c_{\vartheta P,k}$ отримується за [13] з рівняння:

$$c_{\vartheta P,k} = \frac{E}{4\left(1-\nu_{st}^2\right)} \frac{1}{\frac{h_s}{t_w^3} + 0{,}5\frac{b_o}{t_o^3}}, \tag{9}$$

де $\nu_{st}$ – коефіцієнт поперечної деформації сталі (коефіцієнт Пуассона);

$h_s$ – відстань між центрами ваги поясів закріпленої балки;

$t_w$ – товщина стінки закріпленої балки;

$t_o$ – товщина верхнього поясу закріпленої настилом балки.

При застосуванні формули (9) слід зазначити, що в ній не враховано вплив прикладення значних зосереджених сил і можливого пошкодження стінки балки. Тому потрібно забезпечувати, щоб зосереджене навантаження складало не більше 50 % загального навантаження.

Для практичних розрахунків стійкості шарнірно обіпертих по кінцях однопролітних сталевих балок із урахуванням профільованого настилу

при недостатній жорсткості можливе застосування спрощеної методики, згідно з якою підвищення крутильної жорсткості балки враховується шляхом уведення у розрахунок збільшеного умовного (ідеального) моменту інерції перерізу при чистому крученні, котрий визначається у відповідності до [6] за формулою:

$$I_{d,i} = I_d + c_{\vartheta,k}\frac{L^2}{\pi^2 G} + S\frac{y_s^2}{G}, \qquad (10)$$

де $I_d$ – момент інерції перерізу при чистому крученні;

$L$ – проліт балки;

$G$ – модуль зсуву сталі;

$S$ – зсувна жорсткість профільованого настилу;

$y_s$ – відстань по висоті від місця закріплення профільованого настилу до центру ваги балки.

Для визначення приведеної гнучкості при згинальному моменті ($\overline{\lambda}_M = \sqrt{M_{pl,x,k}/M_{Ki,x,k}}$), залежно від якої встановлюється зменшувальний коефіцієнт стійкості при згині за європейськими нормами, потрібно знати умовний критичний згинально-крутильний момент $M_{Ki,x,k}$, який при двотавровому перерізі балки може визначатися за формулою:

$$M_{Ki,x,k} = \varsigma N_{Ki,y,k}\left(\sqrt{c^2 + 0{,}25y_p^2} + 0{,}5y_p\right), \qquad (11)$$

де $N_{Ki,y,k} = \pi^2 EI_y / L^2$ – критична стискувальна сила;

$c^2 = \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{L^2}{\pi^2}\frac{GI_{d,i}}{EI_y} = \frac{I_\omega + 0{,}039L^2 I_{d,i}}{I_y}$ – крутний радіус інерції (тут $I_\omega$ – секторіальний момент інерції перерізу балки);

$y_p$ – відстань по висоті від місця прикладення навантаження до центру ваги балки (для розтягнутого поясу – додатна величина).

**Висновки.** Профільований настил може не тільки виконувати функцію огороджувальної конструкції, але й ефективно використовуватись для закріплення сталевих балок від закручування та втрати стійкості, таким чином зменшуючи ступінь використання перерізу і витрати сталі.

Література

1. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 вересня 2011 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 226 с.
2. prEN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003. – 90 p.
3. prEN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, 2004. – 125 p.
4. DIN 18 800 Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990. – 44 s.
5. Heil W. Stabilisierung von biegedrillknickgefährdeten Trägern durch Trapezblechscheiben / W. Heil // Stahlbau 56 (1994), S. 169 – 178.
6. Vogel U. Traglast-Tabellen, Tabellen für die Bemessung durchlaufender I-Träger mit und ohne Normalkraft nach dem Traglastverfahren (DIN 18800, Teil 2) / U. Vogel, W. Heil. – Verlag Stahl-Eisen, 1996. – 55 s.
7. Брудка Я. Стальные складчатые конструкции в строительстве / Я. Брудка, Р. Гарнцарек, К. Милачевски; Пер. с пол. Л.Б. Шаринова. – К.: Будивэльнык, 1989. – 152 с.
8. СТО 0043-2005. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и соружений. Проектирование, изготовление, монтаж. – М.: „ЦНИИПСК им. Мельникова”, ЗАО „Хилти Дистрибьюшн Лтд”, 2005. – 37 с.
9. Гудзь С.А. Забезпечення жорсткості сталевого профільованого настилу при розрахунку прогонів легкої похилої покрівлі / С.А. Гудзь // Сб. науч. трудов "Современные строительные конструкции из металла и древесины". – № 15. – Часть 3. – Одесса, 2011. – С. 29 – 33.
10. Сладков С.И. Устойчивость плоской формы изгиба балок с настилом / С.И. Сладков // Сопротивление материалов и теория сооружений. Вып. 55. – К.: Будівельник, 1989. – С. 86 – 89.
11. Білик С.І. Сталеві балки, розкріплені профільованим настилом / С.І. Білик // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Технічні науки (будівництво). – № 45. – Луганськ: МАП України, ЛНАУ, 2005. – С. 85 – 91.
12. Lindner J. Stabilisierung von Trägern durch Trapezbleche / J. Lindner // Stahlbau 56 (1987), S. 9 – 15.
13. Lindner J. Stahlbauten, Erläuterungen zu DIN 18 800, Teil 1 bis Teil 4 / J. Lindner, J. Scheer, H. Schmidt. – Beuth Verlag, Berlin; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2. Auflage, 1994. – 480 s.

**УДК 624.014.2 : 620.162**

# ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ

*к.т.н., доцент* ***Семко В.О.****, к.т.н., доцент* ***Скляренко С.О.****, аспірант* ***Прохоренко Д.А.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*

*Associate Prof.* ***V. Semko,*** *PhD, Associate Prof.* ***S. Sklyarenko,*** *PhD, postgraduate student* ***D. Prokhorenko*** *(Poltava Yuri Kondratyuk National Technical University)*

**Постановка проблеми у загальному вигляді.** Сталеві профільовані настили давно та з успіхом застосовуються при зведенні будівель та споруд як цивільного, так і промислового призначення. Даний конструктивний матеріал добре зарекомендував себе у якості стінового огородження, несучих елементів покриттів та перекриттів, незнімної опалубки тощо. Але при застосуванні сталевих профнастилів проектувальники стикаються із проблемами відсутності нормативних методик їх розрахунку та випробування.

**Аналіз стану питання.** Питання проектування холодноформованих сталевих конструкцій, до яких відносяться і профільовані настили, відображено в нормах Eurocode [7] та AISI [6]. Вітчизняні ж норми проектування [1-3] не дають змоги розраховувати будь-які тонкостінні холодноформовані конструкції. У зв'язку з очікуваною гармонізацією вітчизняних норм із Єврокодами, ми вважаємо доцільним орієнтуватись при розрахунку таких конструкцій на [7]. У нормативі [7] детально описана також методика випробування сталевих профільованих настилів на згин, дію поперечного зусилля та комбінацію цих навантажень.

Експериментально-теоретичним дослідженням напружено-деформованого стану тонкостінних сталевих елементів, у тому числі профільованих настилів, присвячували увагу багато науковців [4, 5, 8].

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Основним нерозв'язаним питанням залишається проблема визначення несучої здатності та деформативності профільованого листа. У зв'язку з відсутністю нормативної методики обчислення ефективних характеристик перерізу, на сьогодні проектувальник може орієнтуватись лише на таблиці навантажень, визначені виробниками

профлиста. При цьому ступінь відповідності та шлях отримання таких значень, як і відповідальність за такий розрахунок, залишаються відкритими питаннями. Створення ж єдиного сортаменту профілів із відомими геометричними характеристиками перерізу, що враховували б ефекти втрати локальної стійкості тонкостінних елементів за різними формами, на сьогодні навряд чи можливе з огляду на характерну «гнучкість» технології виготовлення профілів, через яку кожен виробник має власний сортамент профілів, часто унікального перерізу. Згідно Єврокод [7], одним із шляхів вирішення даної проблеми є визначення несучої здатності та деформативності профнастилу експериментальним шляхом.

**Метою даної статті** є експериментальне дослідження особливостей роботи сталевих профільованих настилів за різними схемами завантаження за методикою [7].

**Виклад основного матеріалу.** Робота виконана шляхом експериментального визначення несучої здатності та деформативності сталевих профільованих настилів та визначення особливостей їх роботи.

Для вирішення поставленої задачі були виготовлені вісімнадцять зразків настилів шести серій: 1P, 2P (рис. 1,а), 3P – зразки при положенні листа широкими поличками вгору («позитив») та 1N, 2N (рис. 1,б), 3N – зразки із вузькими поличками догори («негатив»). Цифра в позначенні серії означає кількість прольотів нерозрізного листа, всі прольоти складали по 3000 мм. Для кожної серії було виготовлено по три зразки з висотою гофрів 57 мм та номінальною товщиною металу 0,7 мм.

*Методика випробування.* Рівномірно розподілене по площі настилу навантаження моделювалось лінійними навантаженням. Відстань між поперечними лініями прикладання навантаження прийнята 300 мм (менше 1/4 прольоту зразка), від крайніх ліній до опор – 175 мм (менше 1/8 прольоту).

Рисунок 1. Загальний вигляд експериментальних зразків:
а) серії 2P до випробування; б) серії 2N після випробування

Згідно з методикою [7], для попередження розгортання гофрів листа його кромки можуть з'єднуватись поперечними сталевими полосами. Однак попередні випробування контрольних зразків із використанням таких заходів та без них показали відсутність значимих розбіжностей результатів, тому такий захід вирішено було не використовувати.

Навантаження прикладалось до нижніх поличок зразків через дерев'яні бруски шириною, що становили близько 1,4 висоти хвилі настилу (≈100 мм) та висотою більше висоти зразка. Бруски однієї лінії об'єднувались дошкою відповідної ширини, яка завантажувалась керамічною цеглою.

Напрям дії навантаження залишався перпендикулярним початковому положенню настилу протягом усього випробування. При цьому досвід виконання досліджень показав, що прикладання навантаження до верхніх полиць листа через поперечно розташовані дошки (без брусків) не призводить до значимих змін результатів.

Для запобіганню впливу розкріплення настилу від повороту в районі опор, останні потрібно виконувати у вигляді шарнірів. Для запобіганню деформаціям стінок листів в результаті зминання їх на опорах, передача опорних зусиль повинна відбуватись через сталеві пластини значної жорсткості, довжиною рівні ширині листа, а шириною еквівалентні висоті хвилі зразка. Край зразка повинен заводитись за крайні опори на відстань, більшу ніж висота хвилі профілю.

Завантаження проводилось декількома етапами, рівними частками, що не перевищували 20% від величини розрахункового граничного навантаження, з інтервалами витримки 15-20 хвилин на кожному з проміжних етапів.

Прогини зразків у площині дії навантаження фіксувались посередині прольотів та на опорах прогиномірами ПАО-6 із точністю виміру 0,01 мм. При завантаженні зразків фіксувались контрольні прогини, рівні 1/300, 1/200 та 1/150 прольоту, після чого зразки доводились до руйнування. Після прикладення 80% від очікуваного граничного навантаження подальше навантажування здійснювалось зі зменшеними в 2-3 рази приростами навантаження.

Випробування проводились до розвитку пластичних деформацій та обрушення зразків на страхувальні опори, тому зняття відліків після зняття навантаження не проводилось.

*Результати дослідження.* Аналіз отриманих графіків залежностей прогинів в прольотах зразків від навантаження дозволяє говорити про пружний лінійний характер роботи елементів на

початкових та середніх рівнях завантаження. При цьому, починаючи зі ступенів навантаження у 50-70 відсотків від граничного, стиснуті складові частини перерізу почали втрачати локальну стійкість. Спершу відбувалась втрата стійкості кромок листів на відстані в 1/3 від опор для однопролітних зразків та в районі середніх опор – для багатопролітних. Також, для зразків у положенні «негатив» мало місце явище «розгортання» гофрів листа (рис. 2,а). На середніх опорах нерозрізних профілів було помітно продавлювання стінок зразків в результаті впливу поперечної опорної реакції (рис. 2,б).

Втрата несучої здатності зразків відбувалась внаслідок розвитку локальних деформацій стиснутих елементів, що втратили місцеву стійкість із одночасною втратою стійкості стиснутих частин стінок та кромок листів, та подальшого зминання елементів гофрів (рис. 3).

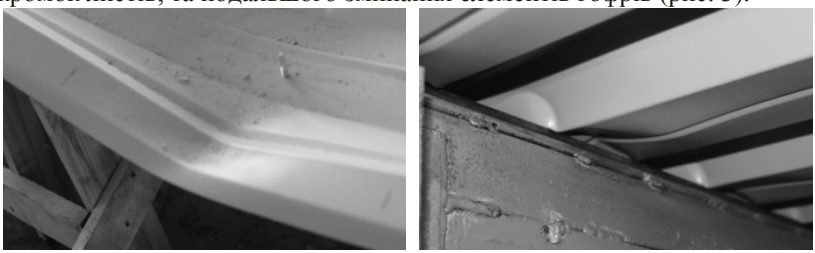


Рисунок 2. «Розгортання» гофрів (а) та продавлювання зі згином на опорі (б)

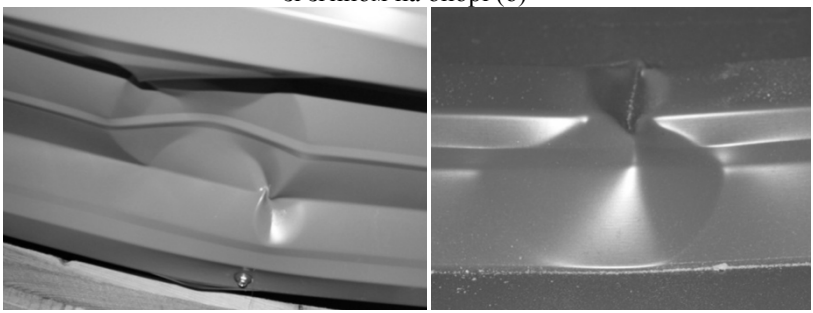


Рисунок 3. Зминання гофрів у результаті втрати місцевої стійкості: а) «позитив»; б) «негатив»

Однопролітні зразки руйнувались в прольотах, двопролітні – внаслідок зминання на проміжній опорі з подальшим руйнуванням в прольотах (див. рис. 1,б), а трипролітні – через зминання на середніх опорах із майже одночасним зминанням в крайніх прольотах.

У цілому, характер розвитку пластичних деформацій та зминання плоских частин перерізу профілю для зразків різних серій

був подібним для всіх профілів «позитив» та всіх «негатив». Слід виділити також зразки серії «2Р», які втрачали несучу здатність до досягнення контрольних прогинів у 1/150 прольоту.

*Таблиця 1* – Граничні навантаження для контрольних прогинів та руйнуюче експериментальне навантаження

| Зразок | Граничне навантаження | | | |
|---|---|---|---|---|
| | для прогинів, кН/м$^2$ | | | руйнуюче кН/м$^2$ |
| | 1/300 | 1/200 | 1/150 | |
| 1P-1 | 0,626 | 0,964 | 1,221 | 2,197 |
| 1P-2 | 0,636 | 0,971 | 1,136 | 2,382 |
| 1P-3 | 0,735 | 1,074 | 1,244 | 2,460 |
| 1N-1 | 0,547 | 0,809 | 1,074 | 2,359 |
| 1N-2 | 0,541 | 0,742 | 1,119 | 2,479 |
| 1N-3 | 0,611 | 0,915 | 1,165 | 2,221 |
| 2P-1 | 1,110 | 1,729 | - | 2,626 |
| 2P-2 | 1,434 | 2,252 | - | 3,071 |
| 2P-3 | 1,463 | 2,206 | - | 3,065 |
| 2N-1 | 1,301 | 1,959 | 2,499 | 2,838 |
| 2N-2 | 1,217 | 1,908 | 2,496 | 2,838 |
| 2N-3 | 1,195 | 1,732 | 2,190 | 2,622 |
| 3P-1 | 0,924 | 1,410 | 1,828 | 2,570 |
| 3P-2 | 1,171 | 1,693 | 2,335 | 2,915 |
| 3P-3 | 1,149 | 1,467 | 2,022 | 2,520 |
| 3N-1 | 1,022 | 1,539 | 2,053 | 2,950 |
| 3N-2 | 1,054 | 1,584 | 2,045 | 2,963 |
| 3N-3 | 1,016 | 1,552 | 2,016 | 2,915 |

Максимальна розбіжність результатів випробувань по групах склала для зразків серій «Р» 32% по прогинах та 17% за несучою здатністю, а для зразків серій «N» – 23% та 12% відповідно. В середньому для всіх зразків, відхилення результатів у групах склало 8%.

При аналізі отриманих даних було помічено, що значення навантаження при контрольних прогинах майже завжди суттєво (до 49%) менші, ніж за даними виробника. В той же час, за критерієм міцності всі випробувані профілі відповідають заявленим значенням, запаси несучої здатності відносно каталогів навантажень становлять від 1 до 48% (в середньому – 21%).

В результаті проведеної роботи можна зробити наступні **висновки:**

- методику випробувань, наведену в Єврокод [7], автори вважають найбільш доцільним брати за основу для експериментальних досліджень міцності та деформативності сталевих профільованих листів. При цьому, для даної методики потрібно вирішити низку задач, як-то розробка більш зручних методів завантаження зразків та шляхів урахування сумісної роботи групи листів у складі конструкції;

- орієнтація проектувальників на каталоги навантажень виробників чи інші дані при підборі перерізів чи перевірці міцності та/або деформативності профнастилів є допустимою лише в тих випадках, коли такі дані отримані на основі лабораторних випробувань.

*Список літератури:*

1. ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К. : Мінрегіонбуд, 2010. – 220 с.

2. ДСТУ Б В.2.6-9:2008. Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови.

3. ДСТУ – Н Б В.2.6-87-2009. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. –К.: НДІБК, 2009. – 55 с.

4. Нужний В. В. Визначення геометричних характеристик профільованих листів / В. В. Нужний // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. – Одесса : ООО «Внешрекламсервис», 2005. – С. 145 – 150.

5. Yu W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R. A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.

6. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.

7. 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.

8. Joó A.L. Analysis and design of cold-formed thin-walled roof structures: PhD Dissertation. – Budapest : Budapest University of Technology and Economics, 2009. – 107p.

**УДК 624.078.4:001.8**

# ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ У ЛЕГКИХ СТАЛЕВИХ ТОНКОСТІННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

## *EXPERIMENTAL STUDY OF BOLTED CONNECTIONS IN LIGHT STEEL THIN-WALLED CONSTRUCTIONS*

*д.т.н., професор* ***Семко О.В.,*** *аспірант* ***Шумейко К.О.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*

*Dr. Professor* ***A.V. Semko,,*** *postgraduate student* ***K.A. Shumeyko*** *(Poltava Yuri Kondratyuk National Technical University)*

**Анотація**

Стаття присвячена результатам випробувань і теоретичним розрахункам болтових з'єднань у легких тонкостінних конструкціях.

**Abstract**

The article is devoted to the testing and theoretical calculations of bolted connections in thin-walled light-weight structures

**Постановка проблеми у загальному вигляді.** Метою цих випробувань було дослідити тип відмов та вплив використання шайб з різним діаметром, розглянути методики розрахунку за нормативами ECCS Recommendations EN 1993-1-3[1], AISI Specification [2], British Standard BS 5950-5 [3], методом Zadanfarrokh [4], як в цих нормативах враховується вплив використання шайб та їх діаметр, порівняти результати випробувань із теоретичними розрахунками, визначити типи відмов.

**Аналіз останніх досліджень та виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Питання впливу використання шайб у болтових з'єднаннях та їх розміру були розглянуті авторами F.Zadanfarrokh [4], J. Wallace та R. Schuster, R. LaBoube.[5]. За результатами попередніх досліджень [4,5] увагу слід приділити наступним параметрам, які можуть вплинути на несучу здатність болтових з'єднань при роботі на розтяг: 1) діаметр болта d; 2) відстань від краю e; 3) відстань між болтами по нормалі до напрямку дії сили s, (для одного болта, s повна ширина листа); 4) товщина листа t; 5) межа міцності сталі при розтягу $F_u$; 6) межа текучості сталі $F_y$; 7) відношення параметрів e/d, d/t, d/s та $F_u/F_y$; 8) кількість болтів; 9) використання шайб.

**Виклад основного матеріалу.** Проведемо аналіз провідних існуючих нормативів із розрахунку несучої здатності болтових

з'єднань у легких сталевих тонкостінних конструкціях. Оскільки товщина з'єднувальних пластин мала, то руйнування відбудеться при втраті несучої здатності металу пластин, або при руйнуванні по перерізу нетто. Якщо товщина пластин t<2 мм – зріз болта майже не можливий. Отже, розрахунок болтового з'єднання виконується в такому порядку:

Відповідно до EN1993-1-3 [1], несуча здатність болтового з'єднання:

$$F_{b,Rd} = 2{,}5\alpha_b k_t f_u dt / \gamma_{M2}, \quad (1)$$

де: $\alpha_b$ - найменше значення з 1,0 та $e_1/(3d)$; $k_t = (0{,}8t + 1{,}5)/2{,}5$ для $0{,}75мм \le t \le 1{,}25мм$; $k_t = 1$ для $t \ge 1{,}25мм$.

Розрахунок на міцність по перерізу нетто у нормативі представлений формулою:

$$F_{n,Rd} = (1 + 3r(d_0 / u - 0{,}3))\, A_{net} f_u / \gamma_{M2}, \quad (2)$$

де r – число болтів у поперечному перерізі, поділене на загальне число болтів у з'єднанні, $d_0$ – номінальний діаметр отвору, $u$ – менша величина з $2e_2$ або $p_2$.

Дещо відмінний підхід до розрахунку несучої здатності у північноамериканському нормативному документі AISI [2]: у формулі присутні коефіцієнт $C$, що може розглядатися як коефіцієнт несучої здатності, котрий є функцією відношення діаметра болта до товщини листа, варіюється у межах від 3 до 1,8 у відповідності до табл. E3.3.1-1[2], а також $m_f$ змінний фактор, що залежить від типу з'єднання та наявності шайб і їх розташування, табл. E3.3.1-2[2]:

$$P_n = m_f C dt F_u, \quad (3)$$

де $d$ – номінальний діаметр болта; $t$ – мінімальна з товщин з'єднувальних елементів, $F_u$ – межа міцності сталі при розтягу.

Для запобігання руйнуванню по робочому перерізу нетто, номінальна міцність на розтяг повинна визначатися наступним чином:

$$P_n = A_n F_t, \quad (4)$$

у свою чергу $F_t$ визначається з рівняння (5) для випадку використання шайб під головку та гайку болта, для інших комбінацій – дивитись пункт E3.2 [2] :

$$F_t = (0{,}1 + 3d / s) F_u \le F_u \quad (5)$$

де $d$ – номінальний діаметр болта, $s$ – ширина листа, розділене на число отворів для болтів в поперечному перерізі, що аналізується, $F_u$ – межа міцності сталі при розтягу.

У британському нормативі BS 5950-5 [3] несуча здатність визначається у залежності від товщини листів, що з'єднуються та відношенню крайової відстані до діаметру. При таких параметрах $1мм < t \le 3мм$ та $e/d > 3$, несуча здатність визначається як:

$$P_{bs} = (1.65 + 0.45t)dtp_y \quad (6)$$

Значення несучої здатності повинно бути зменшено на 25%, якщо хоча б одна шайба не використовується або шайби взагалі відсутні. Розрахункове значення зусилля, що діє у перерізі нетто болтового з'єднання розраховується аналогічно як і в AISI Specification [2].

У результаті досліджень Zadanfarrokh [4], автором була розроблена формула для визначення несучої здатності, яка залежить від ряду факторів k, що зведені у таблицю 1. Розрахунковий вираз для несучої здатності P визначається як:

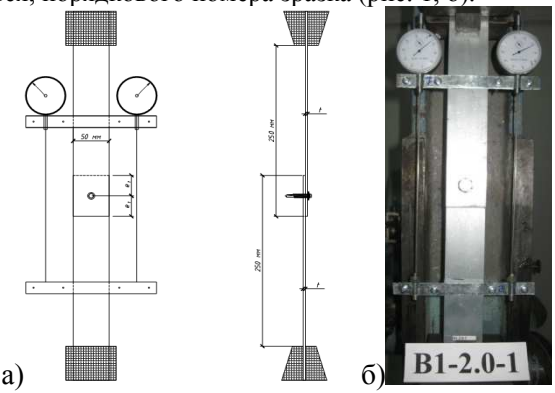
$$P_{ds} = \alpha \cdot d \cdot t \cdot \sigma_{ult} \quad (7)$$

Коефіцієнт визначається за виразом: $\alpha = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot k_7$

Таблиця 1 – Фактори k для визначення несучої здатності болтового з'єднання

| | |
|---|---|
| Діаметр болта<br>$k_1 = \sqrt{(16/d)}$ | Товщина сталі<br>$k_2 = (1{,}9 + 0{,}2t)$ для $t \le 3мм$<br>$= 2{,}5$ для $3 < t \le 8мм$ |
| Механічні властивості матеріалу<br>$k_3 = \sqrt{(390/\sigma_{ult.design})}$,<br>де $\sigma_{ult.design}$ – це розрахункове значення граничної міцності сталі | Діаметр шайб<br>Для нормального діаметру шайб<br>$k_4 = 1$<br>Для збільшеного діаметру:<br>$k_4 = 1{,}15$ для $t \le 2мм$<br>$k_4 = 1{,}05$ для $2 < t \le 3мм$<br>$k_4 = 1{,}0$ для $t > 3мм$ |
| Кількість та розташування шайб<br>$k_5 = 1$, коли використовують 2 шайби<br>$k_5 = 0{,}8$, коли використовують лише одна шайба<br>$k_5 = 0{,}7$, коли не використовується жодної шайби | Відстань до краю по лінії дії сили<br>$k_6 =$ менше з $e/2{,}5d$ та 1, з мінімальним значенням $e/d = 1{,}5$ |
| Площина зрізу припадає на циліндричну частину болта чи на різьбу болта<br>$k_7 = 1{,}15$, площина зрізу припадає на циліндричної частини болта.<br>$k_7 = 1{,}0$ у іншому випадку. | |

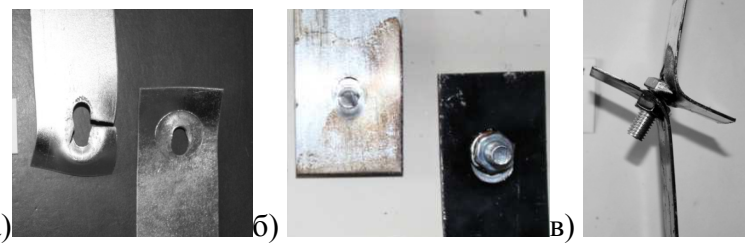
Для випробування на зріз статичним навантаженням підготовлені зразки являють собою з'єднання внапуск (рис. 1, а), які складаються з двох пластин із оцинкованої сталі товщиною t=0.75 мм, 1.0 мм, 1.5 мм, 2.0 мм, і шириною 50 мм. У якості кріпильних елементів в експерименті використовуються болти М10 класом міцності 5.8 з шайбами діаметром 20 мм і 30 мм. Кожен зразок позначений маркуванням з трьох сегментів з метою визначення типу кріплення (В-болт) і серії випробувань, товщини пластин, що скріплюються, порядкового номера зразка (рис. 1, б).




а) б)

Рисунок 1. Експериментальна установка: а) ескіз, б) натурный зразок

Результати експерименту, а також порівняння з розрахунками за нормативними документами, що описані вище, представлені в табл. 2. У ході експерименту випробувані зразки руйнувалися по трьом типам відмови для болтів, такими як: відмова в результаті втрати міцності при зминанні (I) (рис. 2, а), руйнування з'єднання в результаті зрізу кріпильного елементу (II) (рис. 2, б), а також протягування та висмикування болта крізь сталеву пластину(III) (рис. 2, в).



а) б) в)

Рисунок 2. Види відмов: а) втрата міцності при зминанні; б) зріз болта; в) протягування болта крізь метал.

Таблиця 2 – Результати випробування зразків з'єднань на зріз

| Серія зразок | Результати випробувань Середнє значення | | EN 1993-1-3 | | AISI | | BS | | Метод Zadan-farrokh | Типи відмов |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $F_{b,Rd}$, кН | $F_{n,Rd}$, кН | $P_n$, кН | $P_n$, кН | $P_{bs}$, кН | $P_n$, кН | $P_{ds}$ кН | |
| B1-2.0 | шайби d=20мм | 21,0 | 19,9 | 25,17 | 24,0 | 21,4 | 20,4 | 21,4 | 23,0 | II |
| | шайби d=30мм | 21,0 | | | | | | | 26,4 | II |
| | без шайб | 19,1 | | | 18,0 | 15,3 | 15,3 | 15,3 | 15,4 | I |
| B1-1.5 | шайби d=20мм | 14,8 | 15 | 17,98 | 18,0 | 16,1 | 13,95 | 16,1 | 16,5 | I |
| | шайби d=30мм | 19,54 | | | | | | | 19,0 | I |
| | без шайб | 12,75 | | | 13,5 | 11,5 | 10,5 | 11,5 | 11,0 | III |
| B1-1.0 | шайби d=20мм | 9,0 | 8,73 | 11,75 | 11,4 | 10,3 | 7,98 | 10,3 | 10,2 | I |
| | шайби d=30мм | 12,64 | | | | | | | 11,8 | I |
| | без шайб | 8,0 | | | 8,55 | 7,3 | 5,99 | 7,3 | 7,0 | III |
| B1-0.75 | шайби d=20мм | 6,97 | 4,93 | 7,75 | 6,6 | 6,5 | 4,92 | 6,5 | 7,0 | I |
| | шайби d=30мм | 8,59 | | | | | | | 8,0 | I |
| | без шайб | 5,0 | | | 4,95 | 4,71 | 3,69 | 4,71 | 4,5 | III |

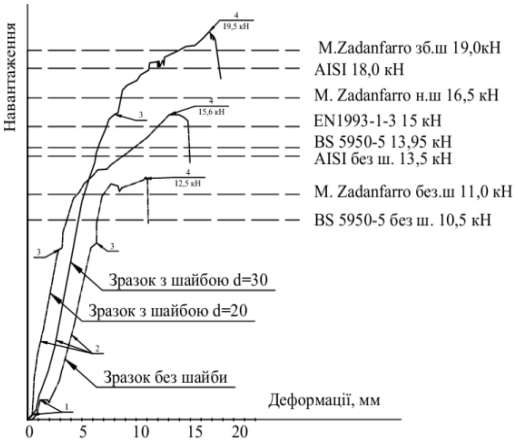



Рисунок 3. Графік роботи з'єднань на прикладі зразка B1-1.5 у порівнянні зі середніми значеннями теоретичних розрахунків (таб.2). 1-початок роботи, зміщення болта в отворі; 2-пружна стадія роботи з'єднання; 3-перехід до пластичної стадії роботи; 4-пік кривої, максимальне навантаження, втрата несучої здатності.

**Висновок.** У ході досліджень були підтверджені характерні ознаки відмов, які описані в нормативі [6]. Типові ознаки відмови в результаті втрати міцності при зминанні: видовження отворів; зминання матеріалу перед болтом; закручування з'єднання з площини листа; утворення поперечної тріщини в листі, суміжному з кріпленням; утворення шийки в листі; зріз кріпильного елементу і видовження отворів; нахил і висмикування кріпильного елементу та закручування листа з площини із вириванням кріплення з одного із листів.

Результати випробувань показали, що при роботі з'єднання внапуск використання шайби діаметром 30 мм, замість шайби діаметром 20 мм, веде до підвищення несучої здатності до 40%. Ця пояснюється тим, що у тонких листах, додатковий діаметр шайби забезпечує додаткову протидію нахилу болта, тим самим, поліпшує несучу здатність. Коли товщина листа зростає до того ж порядку, що і шайби, ефект защемлення від шайби нівелюється, зменшуючи вплив на несучу здатність. Таким чином, якщо не використовується шайба під головку та гайку болта, то їх гострі кути будуть зминати та поривати лист і тим самим прискорювати відмову з'єднання на більш ранній стадії.

*Список література:*

1. 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.

2. AISI-S100. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 149 p.

3. BS 5950-5:1998 Structural use of steelwork in building – Part 5. Code of practice for design of cold formed thin gauge sections. – BSI ,1998. – 75 p.

4. Zadanfarrokh, F. Analysis and design of bolted connections in cold formed steel members: Ph.D. Thesis, – England. University of Salford, 1991. – 394p.

5. Schuster R. M., LaBoube R. A., Wallace James A. Calibrations of bolted cold-formed steel connections in bearing (with and without washers). Research report RP01-5. – Washington: AISI, 2001. – 44 p.

6. ECCS TC7 TWG 7.10 The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections, European recommendations for steel construction. ECCS publication no.124. Portugal.2009.

УДК 624.011.1: 674.028.9

# ЕЩЕ ОДНО ПРЕДЛОЖЕНИЕ ПО УСИЛЕНИЮ БАЛОК НИЖНЕГО ЧЕТВЕРИКА ПРЕОБРАЖЕНСКОЙ ЦЕРКВИ НА О. КИЖИ

***Серов Е.Н.,*** *д. т. н., проф. (СПбГАСУ),* ***Серов А.Е.*** *(ГИП АРМ-6 ОАО СПб НИиП институт по реставрации памятников истории и культуры «НИИ СПЕЦПРОЕКТРЕСТАВРАЦИЯ»)*

**Аннотация.** Предлагается усиление балок нижнего четверика Преображенской церкви на о. Кижи с помощью создания двухбревенчатых балок на растянутых связях в виде ввинченных стержней.

**Ключевые слова:** увеличение жесткости, принцип струны, главные растягивающие напряжения.

**Summary.** It's offered to reinforce the lower quadrangle of the Transfiguration Church on Kizhi Island by mounting the two-log beams on the stretched bonds in a variant of screwed rods.

**Keywords:** rigidity increase, the string principle, main tensile stresses

На Руси с каждым годом увеличивается опасность полной утраты всемирно известного, но очень хрупкого в прямом и переносном смыслах, нашего культурного наследия – памятников русского деревянного зодчества /1/. Одной из причин потерь является отсутствие инженерных решений во многих проектах реставрации, обычно отражающих волю, вкусы и пристрастия авторов – от строительной отрасли в лучшем случае архитекторов. Инженерная беспомощность реставраторов заложена в самой структуре многих советов и организаций, ответственных за реставрацию /2, 3/.

Одной из основных жемчужин деревянного русского зодчества – церкви Преображения Господня на острове Кижи в 2014 г исполнится 300 лет. И это не самый древний возраст. Там же на острове стоит миниатюрная церковь Воскрешения Лазаря, которой более 600 лет. Она была поставлена Лазарем Муромским до его кончины – приблизительно в 1391 – 95 гг. В мировой практике имеются даже более древние деревянные сооружения.

Исторически погост в Кижах берет свое начало с конца XV века. Образ церкви формировался веками. У последнего шедевра деревянного зодчества – 22-главой церкви-невесты была 25-главая «старшая сестра» - барыня, возведенная в 1708г в с. Анхимово Вологодской обл. В

1963г она сгорела и к 300-летию возрождена по обмерным чертежам А.В. Ополовникова в Невском лесопарке под Петербургом.

Первая капитальная реставрация Преображенской церкви выполнялась в 1949 -1959 гг. /4,5/. Уже тогда возникла тревога о ветхом состоянии памятника. В процессе реставрации были выявлены существенные деформации сруба. Было признано необходимым установить внутри сооружения жесткий каркас и сжимы из брусьев на срубе для уменьшения деформаций стен, а также заменить сгнившие бревна путем подъема сруба на домкратах. Запланированные работы были частично выполнены в 1964 -65 гг., однако в 1968 г здание церкви было признано аварийным /4,5/.

На первом Всесоюзном совещании по проблемам повышения эффективности использования древесины в строительстве (г. Новосибирск, 1968 г.) предлагалось продлевать срок службы древесины в открытых зданиях и сооружениях путем использования пропиточных составов /6/. Однако эти мероприятия оказались малоэффективными. Начиная с 1969 г., проекты укрепления конструкций церкви разрабатывались многими ведущими московскими и ленинградскими НИИ и другими организациями. В их числе был и Ленинградский инженерно-строительный институт (ЛИСИ). Под руководством доцента кафедры деревянных конструкций С.А. Душечкина был разработан проект инженерного укрепления памятника /4,5/. В 1981 – 83 гг во внутреннем пространстве памятника был установлен силовой металлический каркас по проекту Н.И. Смирнова с соавторами. Он поддерживает церковь и по сей день.

На открытый Всесоюзный конкурс проектов укрепления памятника в 1987 г было представлено 15 предложений, однако ни один из проектов не мог решить проблему спасения главного объекта комплекса полностью. В 1988 г в г. Петрозаводске и на о. Кижи состоялся международный симпозиум по способам спасения Кижского архитектурного ансамбля. В 1990 г в г. Архангельске на международной конференции, посвященной путям сохранения и методам реставрации памятников деревянного зодчества, также обсуждались вопросы спасения этого шедевра. В последние годы выполнено обстоятельное инженерное обследование Преображенской церкви Л.А. Новожиловым /7/. Им были измерены прогибы основных балок, определены неравномерные осадки различных частей сруба и отклонения памятника от вертикали. Получены основные механические характеристики реальной древесины исторических бревен, а также выявлены опасные распилы венцов, выполненные при замене дефектных частей в процессе предыдущих реставраций без силового стыкования. Кроме того были вы-

явлены ослабления балок подклети и других элементов сооружения при устройстве связей временного стального каркаса. Особую тревогу вызывают распилы нескольких венцов подряд в одном месте. При реставрации памятника, особенно в его нижних венцах, по возможности необходимо соблюдать непрерывность бревенчатых колец - стыки элементов должны быть только силовыми. Естественно, также недопустимы « перепилы» и другие ослабления бревен связей.

Л.А. Новожиловым /7/ также определены перенапряжения в бревнах сруба и четвериковых балках. Наибольшую опасность представляет напряженно-деформированное состояние (НДС) балок нижнего, наиболее нагруженного, четверика (НЧ). Это согласуется с расчетами, выполненными Ю.В. Пискуновым /8/.

С конца 90-х годов XX в. и по настоящее время работы по реставрации Преображенской церкви возглавляют федеральный архитектор музея-заповедника «Кижи» Рахманов В.С. и зам. директора музея-заповедника, инженер-реставратор Попов Н.Л.

Авторы реставрации увлечены идеей веерной переборки бревен памятника методом «норвежского лифтинга». Этот метод – подъема венцов с целью замены дефектных бревен, на Руси используется давно, известен он и отечественным реставраторам /5/. Нашими предками он закладывался сразу при строительстве, например, жилых домов. Сруб повети выполнялся с выступами над подклетью меньших размеров и подпирался специальными мощными столбами – быками. Нижние, наиболее микологически уязвимые, венцы в любое время могли быть перебраны без остановки функционирования здания.

Несмотря на полученные данные о перенапряжениях в бревнах сруба и четвериковых балках, вопросам усиления конструкций НЧ многие годы не уделялось должного внимания. А межу тем, усиление балок НЧ необходимо не столько по прочности, сколько по жесткости. Максимальный относительный прогиб их составляет не 1/250, а 1/66 от пролета, что исключает возможность их дальнейшей эксплуатации по условию второго предельного состояния, а неравномерный прогиб, например, на подветренной стороне преимущественного направления ветров может оказаться определяющим в отклонении памятника от вертикали.

Конструктивно церковь, как и многие древнерусские храмы, выполнена по схеме четверик на восьмерике и наоборот (рис.1). Столп храма сформирован из трех восьмериков и трех четвериков. Бревна самого большого по размерам НЧ пролетом 9,5 м врублены в панели восьмерика «в реж», а в промежутках между бревнами одного направления пропущены ортогональные, образующие перекрестную систему

с размером каждой стороны клетки 7,5 м. Каждая балка НЧ состоит из пяти бревен, объединенных между собой для совместности работы короткими вертикальными распорками в створе мест опирания углов следующего, среднего восьмерика (СВ). Указанное опирание происходит на 16-метровой высоте, а верх столпа храма до яблока главной верхней луковицы еще имеет 19-метровую высоту. Повышенные деформации опорных балок здесь весьма опасны, тем более, что имеется пример обрушения даже низкого трехглавого верха церкви Богоявления Господня в пос. Палтога, Вычегорского р-на, Вологодской обл. /9/.

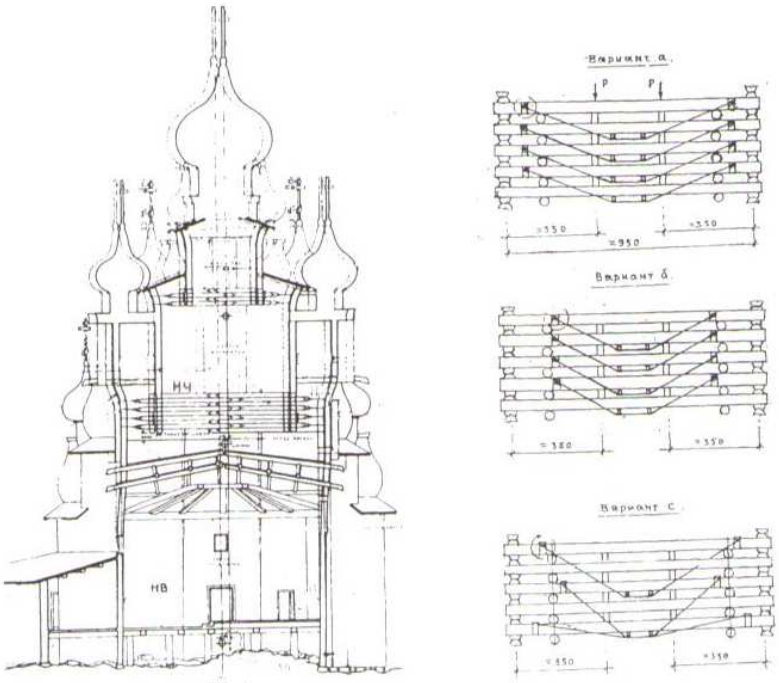



Рис. 1. Конструктивная схема храма

Автором /7/ обнаружена, на наш взгляд, некая странность: менее нагруженные балки среднего четверика (СЧ) усилены, а в НЧ - усилений нет, и даже отсутствует одна первозданная распорка у нижнего бревна. Измеренные прогибы оказались различными – в пределах от 11,5 до 14,5 см. Нетрудно представить, какой перегруз возникает в балках НЧ при отклонении верхней части храма от вертикали. При

разности максимальных прогибов противоположных балок в 3 см яблоко верхней главы храма сместится по горизонтали, примерно, на 6,5 см.

Л.А.Новожиловым в /7/ предложены три варианта схем усиления НЧ. Все они предполагают превращения отдельных бревен НЧ в те или иные шпренгельные системы ( см. рис.1.). Принципиально такие схемы усиления, тем более с передачей концевых усилий от подпруг шпренгелей на торцы балок, в стационарных температурно-влажностных условиях являются общепризнанными, однако в данном конкретном памятнике и с учетом суровых озерных условий становятся сомнительными и даже неприемлемыми. Древесина и металл поразному реагируют на воздействия влажности и температуры: при увлажнении древесина набухает, а сталь не изменяет своих размеров и, наоборот, при температурных колебаниях размеры деревянных элементов остаются стабильными, а сталь, особенно в длинномерных стержнях заметно деформируется. Влажность воздуха в озерных условиях достигает 100% и более. Деревянные сооружения испытывают длительное охлаждение зимой и неравномерный нагрев в летнее время. Например, в 2010 году на острове была невероятная жара – в августе днем температура достигала 30 градусов и более. В сентябре было тоже достаточно жарко. Зимой, наоборот, свирепствуют лютые морозы. Амплитуда перепадов температурных воздействий достигает 50 – 60 градусов. Суточные перепады температуры, неравномерный односторонний нагрев, интенсивное смачивание древесины атмосферными осадками и не менее интенсивное высыхание, часто при экстремальных ветровых нагрузках и другие факторы формируют суровость эксплуатационных условий памятника. Немаловажно, что и сам остров сложен в основном из шунгита – почти черного, хорошо нагревающегося минерала. Такое усиление с использованием длинномерного незащищенного металла своими температурными деформациями будет даже раскачивать памятник. При этом изгибаемые бревна балок становятся сжато-изогнутыми. Кроме того, передача больших сосредоточенных усилий непосредственно на ослабленные временем, существующие бревна не на торец, а в узлах примыкания подпруг шпренгелей к ним в полуметре и более от торца связана с неизбежными местными ослаблениями /7/ и запредельными усилиями на смятие и, особенно, на скалывание древесины.

Мы уже предлагали два варианта усиления балок НЧ без изменения схемы их работы /9/. При этом учитывались требования ЮНЕСКО и соблюдался принцип аутентичности.

Первый из них с бревенчатыми прокладками без восприятия сдвиговых усилий увеличивал жесткость каждой балки НЧ в 1,64 раза.

Во втором варианте в каждой «стенке» НЧ были организованы по две трехбревенчатых балки на податливых связях, - по типу балок В.С. Деревягина. В отличие от этих известных балок на пластинчатых нагелях с ослабляющими пропилами, совместность работы трех бревен обеспечивалась не нагелями, воспринимающими по устоявшимся понятиям сдвиг и работающими на изгиб. Наши предложения базируются на многолетних исследованиях Ленинградской научной школы (начиная с 1964г.), рассматривающей разрушение ДК, особенно клееных, от главных растягивающих напряжений (сжимающих – реже). Следовательно, и усиления ДК целесообразно выполнять в направлениях этих, наиболее опасных, напряжений. Поэтому, все предложения по усилению балок нижнего четверика состоят в использовании ввинченных стержней (применение клеев службы ЮНЕСКО запрещают), воспринимающих главные растягивающие напряжения и работающих, естественно, на растяжение ( рис. 2). При этом металлические винты защищаются древесиной от температурных перепадов, не ослабляют кромки бревен в швах сплачивания, не препятствуют влажностным деформациям древесины и зрительно не искажают первозданную конструкцию памятника. Реализуется принцип струны, установленной вдоль растягивающих напряжений.

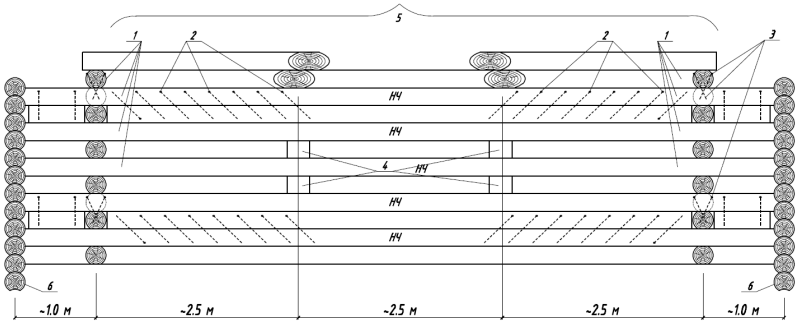



**Рис. 2. Составные двухбревенчатые балки на ввинченных растянутых стержнях, усиливающие балки нижнего четверика (НЧ, поз. 1),состоящие из пяти отдельных бревен, срубленных в реж: поз. 2 - винты в направлении главных растягивающих напряжений эквивалентной составной балки; поз. 3 - винты в поперечных сечениях бревен; поз. 4 - первозданные распорки между бревнами НЧ; поз. 5 - средний восьмерик (СВ); поз. 6 - нижний восьмерик (НВ).**

Жесткость балок НЧ по второму варианту усиления увеличивалась почти в 10 раз. Коротыши заполнения промежутков между стенами НВ

и ортогональными балками НЧ только фиксировались двумя винтами L=500мм.

Здесь, в еще одном варианте усиления балок НЧ, рассматриваются составные двухбревенчатые балки на тех же растянутых связях. Даже при нормативных коэффициентах $K_w$ и $K_ж$ жесткость стенок НЧ с двумя усиливающими балками увеличится в 3,16 раза. Этого вполне достаточно, так как в течение следующих 300 лет относительный прогиб, в том числе накопившийся, будет менее 1/200 от пролета. Следует отметить, что указанные коэффициенты в балках на растянутых связях по нашим исследованиям будут выше, чем на изгибаемых. Расчеты показали, что для восприятия суммы растягивающих напряжений в шве сплачивания двух бревен на участке действия практически постоянного сдвига достаточно поставить по 8 пар винтов L=600; d=10; $d_1$ =14; a=8мм с шагом 25см под углом 40 – 45$^o$ к волокнам древесины (продольной оси бревен). При этом диаметр пионерных отверстий в бревнах будет 10мм.

Естественно, в любых вариантах усиления имеются свои сложности. В шпренгельных схемах весьма проблематично передать большие сосредоточенные усилия от подпруг вне торцов бревна. На бревна, проработавшие три сотни лет и имеющие расчетные сопротивления смятию поперек волокон и скалыванию соответственно 1,2 и 1,1 МПа /7/, осуществление такой передачи весьма проблематично. В наших предложениях сложности сопряжены с подбором и подгонкой хорошо высушенных под навесами «Плотницкого центра» бревен и с несколько большей трудоемкостью осуществления усиления. Неровности бревен должны быть удалены не только по черте, но, возможно, и проножовлены. Сами винты нового поколения, и приспособления к ним достаточно дороги. Мы считаем эти сложности преодолимыми, тем более, что непосредственные исполнители реставрации имеют высокий уровень квалификации и бережно относятся к памятнику.

С целью исключения больших остаточных прогибов, накопившихся за три столетия в НЧ, с нашей точки зрения, целесообразно все бревна четырех балок НЧ использовать при реставрации более коротких элементов памятника в качестве первозданных. А НЧ в усиленном варианте выполнять из новых недеформированных бревен. Правда, потребуется 20 десятиметровых заготовок. Это решение обусловлено не деструкцией древесины балок, а запредельным их состоянием по остаточным деформациям. Надеемся, что это предложение станет основным во всех вариантах усиления, так как требования методики реставрации нарушены не будут – материал заменен на аналогичный,

сруб НВ не затронут, восстановлена изначальная геометрия и реализован принцип аутентичности.

Наши предложения ни в коей мере не исключают разработку иных решений, но пока что большого выбора нет.

Все имеющиеся варианты усиления НЧ целесообразно аккумулировать и обсуждать на компетентной и независимой комиссии из специалистов, имеющих опыт сохранения деревянных конструкций в памятниках архитектурного наследия. Возможно, возникнет какой-то новый вариант – как синтез уже предложенных. Нужны предложения, и, конечно же, необходимо создание такой комиссии при реставрации уникальнейшего памятника деревянного зодчества. Давно пора, чтобы памятником могли любоваться и наши потомки, а перед его юбилеем не принимать поспешных решений.

*Список литературы*

1. Пермиловская А.Б. Проблемы сохранения памятников деревянного зодчества Русского Севера. / Сборник мат. международной науч.-практич. конф. «Пути сохранения и методы реставрации памятников деревянного зодчества». - Архангельск, 1990. – С. 9 – 13.

2. Пищик И.И. Решение технических задач – фундамент реставрации./ Сборник мат. международной науч.-практич. конф. «Пути …». – Архангельск, 1990. - С 111 – 113.

3. Серов Е.Н., Серов А.Е. Проблемы спасения деревянных конструкций в зданиях и сооружениях. / Сб. науч. тр. «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Часть 1. - Одесса, 2010. С. 212 – 217.

4. Аверьянова Э.В. Музей-заповедник «Кижи». 40 лет. Г. Петрозаводск, 2006. – 208 с.

5. Гущина В.А. Преображение. Г. Петрозаводск, 2004. – 40 с.

6. Повышение эффективности конструкционного использования древесины в строительстве / Материалы Всесоюзного совещания. Ч 1 и 2. М.: Стройиздат, 1968 – 222 с, и 184 с.

7. Новожилов Л.А. Реставрация Преображенского собора в Кижах. – М.: «АЛЕВ – В», 2009. – 200 с.

8. Пискунов Ю.В. Исследования четвериковых балок здания Преображенской церкви на острове Кижи. / Сб. мат. международной конференции « Пути сохранения и методы реставрации памятников деревянного зодчества». Архангельск, 1990. - С. 105 – 107.

9. Sierov E., Sierov A., Orlowicz R. Problems involved in repairing timber church buildings in northern Russia. 2012 DWE, Wrozlaw, Poland, ISSN 0860-2395. –С 2065 – 2069.

УДК 624.011.0:624.078.42

# РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ОСП И НАГЕЛЬНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ.

**ассистент А.В. Синцов,**

*Национальная академия природоохранного и курортного строительства*

**Аннотация**

Представлены рекомендации по проектированию составных деревянных балок со стенкой из ОСП и нагельными соединениями поясов со стенкой.

**Ключевые слова**

Плита ОСП, деревянные бруски, стальные нагели, механические характеристики.

**Постановка задачи.**

В Украине активно развивается отрасль строительства - каркасное домостроение малоэтажных зданий с применением деревянных составных двутавровых балок и стоек [1].

На кафедре МДК НАПКС в течении последних пяти лет проводятся исследования по применению материала ОСП (ориентированная стружечная плита) [3].в составных двутавровых балках [2, 9-12].

Данный материал, обладающий высокими механическими характеристиками – достаточная высокая прочность, хорошая гвоздимость, водонепроницаемость нашел широкое применение при изготовлении составных деревянных конструкций.

**Цель работы:**

По результатам исследований о напряженно-деформированном состоянии составных деревянных балок со стенкой из ОСП и нагельными соединениями с поясами из деревянных брусков, проведенных в лаборатории деревянных конструкций НАПКС [9-12], которые опубликованы в открытой печати разработаны рекомендации по проектированию данных конструкций.

**Решение задачи.**

Конструкция составной двутавровой балки, в которой в качестве стенки применен материал ОСП [2], а пояса соединены со стенкой на стальных нагелях, представляет собой строительную конструкцию, в которой необходимо учитывать разномодульности составляющих ее элементов и податливость связей в соединении

элементов [4-8,12]. При компоновке составной балки данной конструкции (рис. 1) рекомендуем выполнить следующие действия:

- Высоту сечения балки принимаем в пределах 1/10…1/14 пролета балки;
- Пояса балок выполняем из мелкоразмерного деревянного бруса. Высоту поясов принимаем в пределах $h_n \geq h_б/6$ *(*сечение – от 35*35 мм при пролетах балки 2-3 м, до 60*60 при пролетах 4-6 м*)*. Полки примыкают к стенке из ОСП по бокам. Древесина поясов – сосна II сорта;
- Для стенок использовать водостойкую ориентировано-стружечную плиту ОСП толщиной от 8 до 16 мм (в пределах от 250х8…250х10мм при пролетах балки 2…3 м, до 350х12…450х16 - при пролетах 4-8 м.);
- Соединение полок со стенкой выполняем на нагелях. Расстояние между нагелями, предварительно принимаем равным ширине полке плюс 1...3 см, далее уточняем расчетом;
- Ширину опорного ребра принимаем равной высоте сечения поясного бруска.
- В местах передачи сосредоточенной нагрузки на балку на верхний пояс устанавливаем поперечные ребра.

Закомпонованное сечение составной балки рассчитываем по следующему алгоритму:

Определяем приведенные геометрические характеристики составного сечения:

- Момент инерции брутто приведенных поперечных сечений относительно нейтральной оси по формуле 1,

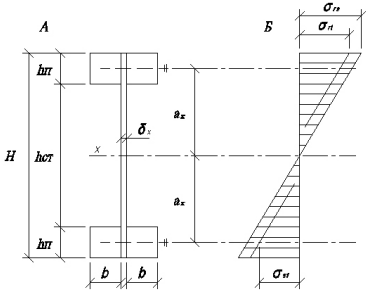



Рис.1. Данные к расчету.

А- поперечное сечение составной двутавровой балки;

Б- эпюра нормальных напряжений в поперечном сечении составной двутавровой балки.

$$J_x = \frac{\delta \cdot H^3}{I^2} \cdot \frac{E_{OSB}}{E_1} + \gamma \cdot \sum_{I=1}^{n} n \cdot A_i \cdot a_1^2 \quad (1)$$

Проводим проверку принятого сечения составной балки по нормальным и касательным напряжениям:

- Максимальное напряжение по сечению в сжатой зоне в стенке по формуле 2;
- Максимальное напряжение в сжатой зоне поясных брусков по формуле 3;
- Максимальные нормальные напряжения в растянутой зоне (по оси, проходящей через центр тяжести растянутого пояса) по формуле 4;
- Максимальные касательные напряжения с стенке по формуле 5.

$$\sigma_{rs} = \frac{M}{J_x}\left(\frac{h-2t_f}{2}\right) \tag{2}$$

$$\sigma_{r1} = \pm\frac{M}{J_x}\left(\gamma \cdot a_1 \cdot \frac{A_1}{A_{1n}} \pm \frac{t_f}{2} \cdot \frac{J_1}{J_{1n}}\right) \tag{3}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M}{J_x} \cdot \gamma \cdot a_1 \cdot \frac{A_1}{A_{1П}} \tag{4}$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{J_x \cdot \delta}\left(\gamma \cdot S_1 + S_3\right) \tag{5}$$

Проверку прочности соединения пояса со стенкой на стальных нагелях из условия сопротивления сдвигу проводим по формулам 6 и 7

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma \cdot S_1}{t_w \cdot J_x} \tag{6}$$

$$N_\tau = \tau \cdot \delta = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma \cdot S_1}{J_x} \tag{7}$$

Шаг стальных нагелей уточняем по формуле 8

$$S = \frac{n \cdot T_{\min}}{N_\tau} \tag{8}$$

Несущую способность нагеля для элементов крепления при простом сдвиге из условий изгиба нагеля по формуле 9 или из условия смятия наименее прочного из соединяемых элементов по формуле 10

$$T_1 = K_u d_н^2 \sqrt{R_u} \sqrt{R_{см}^{осп}} \quad (9)$$

$$T_2 = k_1 t_w d_н R_{см}^{осп} \quad (10)$$

В качестве расчетного значения принимаем минимальное из полученных значений

$$T_{расч} = T_{min} \quad (T_1, T_2) \quad (11)$$

Проверку деформативности составного двутаврого сечения проводим по формуле 12. При этом модули упругости рекомендуется принимать с понижающим коэффициентом К=0,8 , который позволит учесть длительность эксплуатации конструкции.

$$f_n = f_m + f_a \le [f] \quad (12)$$

Приведенная методика проектирования составной двутавровой балки со стенкой из ОСП и с нагельными соединениями поясов со стенкой позволяет подобрать сечение составных балок с учетом разномодульности элементов балки и податливости нагельных соединений поясов со стенкой для разных пролетов и нагрузок для перекрытий жилых и общественных зданий. Результаты подбора сечений балок при определенных пролетах с указанием предельных расчетных внутренних усилий приведены в таблицах 1 и 2.

Предельные нагрузки на составные балки таблица 1.

| Марка балки/длина, см | Сечение стенки, мм | Сечение полок, мм | Диаметр и шаг нагелей, мм | $M_{max}$ Кн*м | $Q_{max}$, кН | $A_{прив.}$, $см^2$ | $J_x$, $см^4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Б-200/ 350 | 200х10 | 35х35 | 4/60 | 4,35 | 2,75 | 57,7 | 2094 |
| Б-250/ 450 | 250х10 | 38х38 | 4/65 | 6,5 | 3,45 | 68,64 | 4807 |
| Б-400/ 700 | 400х12 | 38х38 | 4/50 | 13,50 | 7,45 | 78,64 | 19200 |

Допустимые пролеты составных балок таблица 2.

| Б-200 | | | |
|---|---|---|---|
| Постоянная нагрузка, кПа | 1,00 | | |
| Полезная нагрузка, кПа | 1,5 | 2,00 | 2,50 |
| Шаг балок, м | Допускаемый пролет, м | | |
| 0,4 | 4,75 | 4,45 | 4,10 |
| 0,5 | 4,35 | 3,95 | 3,67 |
| 0,6 | 3,95 | 3,65 | 3,35 |
| Б-250 | | | |
| Постоянная нагрузка, кПа | 1,00 | | |
| Полезная нагрузка, кПа | 1,5 | 2,00 | 2,50 |
| Шаг балок, м | Допускаемый пролет, м | | |
| 0,4 | 5,95 | 5,55 | 5,25 |
| 0,5 | 5,45 | 4,97 | 4,85 |
| 0,6 | 5,10 | 4,71 | 4,53 |
| Б-400 | | | |
| Постоянная нагрузка, кПа | 1,00 | | |
| Полезная нагрузка, кПа | 1,5 | 2,00 | 2,50 |
| Шаг балок, м | Допускаемый пролет, м | | |
| 0,4 | 9,30 | 8,90 | 8,40 |
| 0,5 | 8,70 | 8,30 | 7,75 |
| 0,6 | 8,30 | 7,65 | 7,10 |

Приведенные в таблицах данные имеют ориентировочный характер и не могут быть рекомендованы для конкретных проектных решений. Указанные в таблицах значения предназначены для предварительных расчетов.

## ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА


1. Сивец В. Доклад председателя Государственного агентства лесных ресурсов Украины на интернет-конференции на портале ЛІГА.net/ЛІГАБізнесІнформ/ Информационное агентство/ www.liga.net
2. Балка складена. Патент № 42078 от 25.06.2009, бюл.№12, 2009.
3. Oriented Strand Board in Wood Frame Construction. Structural Board Association./ Representing the OSB Industry /U.S. Edition, 2005. 34 c
4. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат 1996.
5. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1986.
6. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов /Под редакцией проф. Карлсена Г.Г./ –М: Стройиздат,1986.-543 с.
7. Стоянов В.В. «Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок». Сб. научных трудов 5, Ч.1. – Одесса, 2005, стр. 208-213.
8. 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.
9. 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.
10. 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.
11. Синцов А.В. «К расчету составных деревянных двутавровых балок со стенкой из OSB и нагельными соединениями поясов со стенкой»/ Синцов А.В. Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Том 4 (16). – Одесса, 2012, стр. 199-206.
12. «Les poutres bois profilees a ame contreplaque» Conception. SÉRIE: TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION 104. DE

**УДК 674.093**

# ОСОБЕННОСТИ ПИЛЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ ТВЕРДЫХ ЛИСТВЕННЫХ ПОРОД РАМНЫМИ ПИЛАМИ

# FEATURES OF SAWING OF HARD DECIDEOUS SPECIES OF WOOD WITH FRAME SAW

*к.т.н, доцент Сирко З.С (Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины, г.Киев), ассистент Марченко Н.В. (Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины, г.Киев)*

**Аннотации**

Исследованы особенности пиления древесины твердых лиственных пород рамными пилами.

Ключевые слова: древесина, лесоматериалы, твердые лиственные породы, пиление, рамные пилы, режимы распиловки

**Summary**

The features of sawing of wood of hard leafy breeds are investigational by frame saws.

Keywords: wood, commercial timbers, hard leafy breeds, sawing, frame saws, sawing modes

Руководящие технические материалы по определению режимов распиловки лесоматериалов разрабатывались, в основном, для древесины хвойных пород, которая имела наибольшее распространение на территории СНГ. В то же время, на Украине в общем объеме перерабатываемого пиловочного сырья лесоматериалы твердых лиственных пород составляют около 30 %, а преобладающими породами являются дуб и бук. Поэтому важное значение приобретает вопрос в отношении распиловки ценной древесины твердых лиственных пород, которая составляет в среднем третью часть в общем балансе распиливаемого сырья.

Цель исследований – повышение эффективности распиловки лесоматериалов твердых лиственных пород рамными пилами.

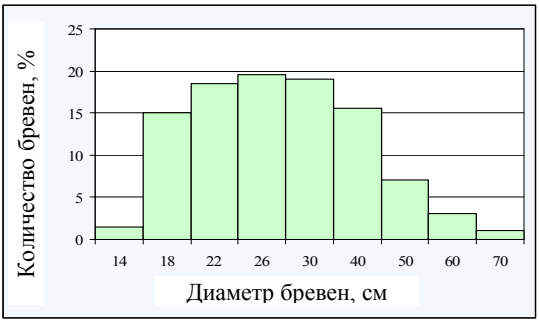
Методика исследований. В исследованиях изучали распределение пиловочного сырья твердых лиственных пород по сортам, толщинам, порокам древесины и дефектам обработки по данным деревообрабатывающих предприятий Минпромполитики Украины.

Результаты исследований. Важная особенность пиловочного сырья твердых лиственных пород с точки зрения распиловки его на пилопродукцию – относительно большое содержание в общем объеме низкосортных бревен (табл. 1).

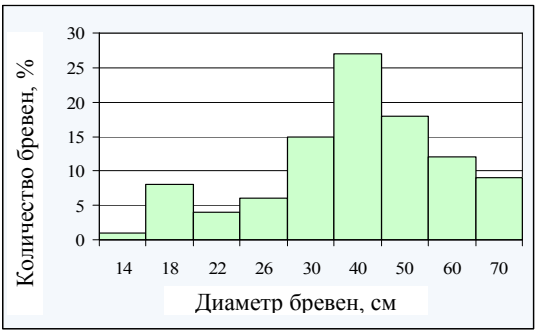
Распределение пиловочного сырья твердых лиственных пород по толщинам приведено на рис. 1.

*Таблица* 1 – Распределение пиловочного сырья твердых лиственных пород по сортам на деревообрабатывающих предприятиях

| Порода древесины | Диаметр бревен, см | Всего, % | В том числе по сортам, % | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1 | 2 | 3 | тех-сырье |
| Бук | 14 см – 24 см | 12,7 | 3,3 | 4,8 | 63,5 | 28,4 |
| | 26 см и более | 87,3 | 4,9 | 6,4 | 62,4 | 26,3 |
| Дуб | 14 см – 24 см | 34,9 | 2,7 | 7,0 | 51,1 | 39,2 |
| | 26 см и более | 65,1 | 4,8 | 9,1 | 53,7 | 32,4 |




а




б

Рисунок 1. Распределение пиловочного сырья твердых лиственных пород по толщинам

Относительное количество бревен твердых лиственных пород с пороками древесины и дефектами обработки представлены в табл. 2.

*Таблица* 2 – Относительное количество бревен твердых лиственных пород (дуб, ясень, ильм) с пороками древесины и дефектами обработки

| Пороки древесины и дефекты обработки | Диаметры сырья, см | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 14-16 | 18-24 | 26-35 | 36-45 | 46-55 | 56 и более |
| 1. Сучки: | | | | | | |
| - здоровые | 74,51 | 69,64 | 71,68 | 70,21 | 72,05 | 77,18 |
| - загнившие, гнилые и табачные | 89,19 | 78,89 | 68,44 | 68,60 | 54,80 | 34,19 |
| - групповые всех видов | - | 0,71 | 6,18 | 14,27 | 10,11 | 13,71 |
| 2. Кривизна: | | | | | | |
| - простая | 18,34 | 20,32 | 32,67 | 38,76 | 45,76 | 25,96 |
| - сложная | 53,16 | 61,07 | 29,02 | 29,58 | 16,38 | 16,00 |
| 3. Пороки строения древесины: | | | | | | |
| - наклон волокон | 4,5 | 2,44 | 2,95 | 2,68 | 2,54 | 2,03 |
| - пасынок | 6,55 | 9,34 | 3,08 | 0,48 | - | 2,03 |
| - прорость | 1,03 | - | 1,19 | 0,79 | 1,15 | - |
| - сухобокость | 0,78 | - | 2,13 | 2,37 | 3,58 | 2,37 |
| - двойная сердцевина | 3,65 | 7,45 | 5,09 | 8,60 | 5,39 | - |
| 4. Дефекты обработки: | | | | | | |
| - зарубы, запилы | 21,92 | 26,53 | 9,40 | 13,50 | 6,82 | 3,13 |
| - скос торцов | 2,83 | 9,82 | 8,75 | 12,42 | 15,36 | 13,25 |
| - некачественная обработка сучков | 70,30 | 63,30 | 67,50 | 59,70 | 56,80 | 54,90 |

Средние показатели физико-механических свойств, толщины и объема коры основных твердых лиственных пород и сосны приведены в табл. 3.

*Таблица* 3 – Средние показатели физико-механических свойств, толщины и объема коры основных твердых лиственных и хвойных пород

| Показатели | Дуб | Бук | Сосна |
|---|---|---|---|
| Плотность, кг/м$^3$ | 480 | 920 | 370 |
| Предел прочности при сжатии вдоль волокон, МПа | 17,8 | - | 6,3 |
| Статическая твердость радиальная, МПа | 16,4 | 16,3 | 3,5 |
| Объем коры (при диаметре хлыста 32 см на расстоянии 1,3м от комля), % | 17,8 | 7,9 | 12,4 |

Как показатели исследования на процесс распиловки, надежность работы оборудования и инструмента существенно влияет относительно большое количество бревен с пороками и дефектами. Древесина твердых лиственных пород по физико-механическим свойствам отличается от древесины хвойных пород. Это приводит к различию в силах резания и отжима при пилении, в качестве и точности обработки, стойкости инструмента и т.п.

Анализ приведенных в табл. 3 значений физико-механических свойств показывает, что значения показателей для твердых пород по отношению к показателям сосны, принятым за единицу, выше и находятся в корреляционной связи с плотностью, которая у твердых лиственных пород в среднем на 35…37 % выше, чем у сосны.

Существенным технологическим показателем обрабатываемости древесины резанием является предложенный проф. Грубее А.Э. показатель удельной работы внедрения резца [1]. Этот показатель находится в корреляционной связи с плотностью древесины и для основных твердых лиственных пород он больше по отношению к сосне в 1,8…2,2 раза.

Повышенные плотность, твердость и прочность древесины твердых лиственных пород в сравнении с древесиной хвойных пород вызывает рост удельной работы резания в процессе пиления в 1,4…2,0 раза, а также более интенсивное затупление зубьев рамных пил при пилении. Кроме этого, древесина твердых лиственных пород отличается от хвойных пород большим объемом коры [2], которая снаружи имеет глубокие неровности, в которых зачастую собираются и удерживаются песок и другие абразивные частицы, что способствует быстрому износу и затуплению зубьев пил [3].

Выводы:

1. На процесс распиловки, надежность оборудования и инструмента оказывают влияние сортообразующие пороки древесины, а также большое относительное количество бревен с дефектами обработки.

2. Древесина твердых лиственных пород по физико-механическим свойствам отличается от древесины хвойных пород, что приводит к различию в силах резания и отжима при пилении, в качестве и точности обработки, стойкости рамных пил.

3. Повышенная плотность, твердость и прочность древесины твердых лиственных пород в сравнении с древесиной хвойных пород вызывает рост удельной работы резания в 1,4…2,0 раза.

*Список литературы:*

1. Грубе А.Э. Станки и инструменты по деревообработке / А.Э. Грубе. – М. – Л.: Гослесбумиздат, 1949. – 700с.

2. Боярский В.С. Объемы круглых лесоматериалов / В.С. Боярский, Л.В. Боярская. – Киев: Будівельник, 1979. – 184с.

3. К вопросу влияния породы древесины на удельную работу резания / Е.Е.Сергеев: Научные труды Белорусского технологического института «Механическая технология древесины». – Минск, 1969, Вып.11. – 180с.

**УДК 624.04**

# РОБОТА КОНСТРУКЦІЇ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» В УМОВАХ ЛОКАЛІЗОВАНОГО ТЕПЛОВОГО ВПЛИВУ

## WORK OF SHED CONSTRUCTION OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY» IN THE CONDITIONS OF LOCAL THERMAL INFLUENCE

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

*Оцінено параметри роботи конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» в умовах локалізованого теплового впливу за найактивнішим сценарієм пожежного процесу.*
***Ключові слова:*** *стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, теплові впливи, сценарії пожежного процесу.*

*The parameters of work of shed construction are appraised above the tribunes of stadium of NSC «Olimpiyskiy» in the conditions of local thermal influence on the most active scenario of fire process.*
***Key words****: stadium of NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, thermal influences, scenarios of fire process.*

### Вступ

Німецькою компанією Schlaich Bergermann und Partner (м. Штутгард) розроблено проект і виконано детальний розрахунок міцності конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський». Результати надано у вигляді переміщень, деформацій, напружень, показників локальної і глобальної стійкості, параметрів динамічного розрахунку з урахуванням поєднань навантажень і впливів. В Україні проведена значна робота з адаптації прийнятих проектних рішень [1] і виконано додаткові розрахунки в ТОВ "Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського" [2, 3]. Особливу увагу приділено питанням стану конструкції в умовах небезпечного локалізованого теплового впливу пожежного процесу [3].

### Визначальні передумови

Враховано навантаження і впливи та їх комбінації. Проаналізовано специфіку термопружного деформування навісу, яку враховано під час створення скінчено-елементної моделі [4] (рис. 1).

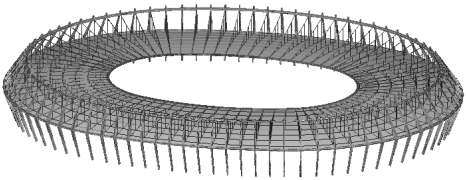


Рис. 1. Схема моделі навісу

Точність постановки задач забезпечено комп'ютерним моделюванням нагрітої колони з суміжними ділянками верхнього і нижнього силових кілець. Використано прийнятні для даних конструкцій пластинчасті скінчені елементи. Розташовані за межами локалізованого теплового впливу колони утворено балковими скінченими елементами.

**Сценарії пожежного процесу**

Розглянуто три сценарії пожежного процесу, що відрізняються часом горіння та його локалізацією. За сценаріями 1 і 2 стільці для глядачів на площі 7 х 7 м загоряються одночасно та вигоряють за час, що відповідає швидкості їх вигоряння. Різниця між сценаріями полягає у тому, що в першому сценарії вітер з боку футбольного поля відсутній, а в другому він є на стадіоні і рухається на глядачів зі швидкістю 5 м/с. Сценарій 3 передбачає ситуацію, згідно якої загоряється об'єкт, розташований біля колони, і вигоряє за час, що відповідає швидкості його вигоряння, причому в наявності повне безвітря з боку футбольного поля.

Приріст температури в конструкціях за першим і другим сценаріями незначний, тому основні розрахунки проведено за головним третім сценарієм, який відповідає інтенсивним процесам горіння і призводить до максимальних температур. Для сценарію 3 на рис. 2 продемонстровано залежності зміни температури від розташування реперних точок колони.

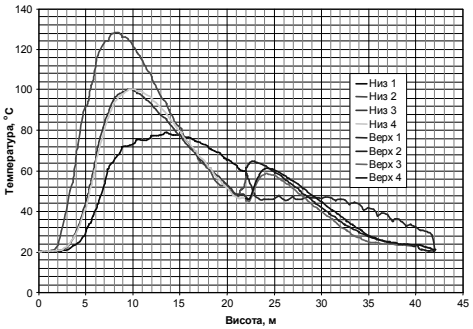



Рис. 2. Графіки зміни температури в реперних точках колони за третім сценарієм пожежного процесу

Методом усереднення виконано розрахунок температур $T(y,z)$ в проміжних вузлових точках комп'ютерної моделі, використовуючи залежність

$$T(y,z) = (RK \cdot Z + RB) \cdot (Y - ln \cdot Z - gn) / (rl \cdot Z + rg) + kn \cdot Z + bn .$$

Тут $Y$ і $Z$ − координати вузлових точок; $RK$, $RB$, $ln$, $gn$, $rl$, $rg$, $kn$, $bn$ – коефіцієнти для нижньої і верхньої ділянок колон.

**Поєднання навантажень і впливів**

З метою порівняння отриманих результатів сформовано 4 комбінації навантажень і впливів: 1) сумісна дія попереднього напруження і сил власної ваги; 2) поєднання сил власної ваги, дії попереднього напруження і впливу локалізованого теплового поля (третій найактивніший сценарій) пожежного процесу; 3) урахування попереднього напруження, сил власної ваги і снігового рівномірно розподіленого навантаження; 4) комбінація сил власної ваги, дії попереднього напруження, снігового рівномірно розподіленого навантаження і впливу локалізованого теплового поля за третім сценарієм пожежного процесу.

**Результати скінчено-елементних розрахунків**

На підставі сформованих поєднань навантажень і впливів виконані скінчено-елементні розрахунки, які показали цілком прийнятні результати.

Зокрема максимальне переміщення конструкції від сумісної дії попереднього напруження і сил власної ваги отримало зворотний напрямок. Така комбінація навантажень забезпечила підйом внутрішнього тросового кільця на 0,531 м. Причому вплив дії локалізованого теплового поля за умови найактивнішого сценарію пожежного процесу не змінив значення максимального переміщення навісу. Однак такий вплив дещо збільшив (на 0,4 %) найбільше напруження конструкції. Максимальне його значення зафіксовано в нижньому силовому кільці на рівні 203,9 МПа. Розгляд третьої комбінації, де враховано снігове рівномірно розподілене навантаження показало істотне зростання (до 1,155 м) максимального переміщення навісу, яке виявлено на певній відстані від елементів внутрішнього тросового кільця. Інша ситуація проявилась з найбільшим напруженням конструкції, значення якого зменшилось на 7,3 % порівняно з першою комбінацією і зосередилось у верхньому силовому кільці. Урахування локалізованого теплового поля за третім сценарієм пожежного процесу не змінило значення максимального переміщення навісу. Втім несуттєво (на 0,9 %) зросло найбільше напруження конструкції, зафіксоване у верхній частині колони. Отримані параметри для наочного порівняння розміщено в табл. 1.

Таблиця 1 – Максимальні параметри роботи навісу від дії поєднань зовнішніх факторів

| Розрахункові комбінації навантажень і впливів | Максимальні параметри роботи навісу | |
|---|---|---|
| | переміщення, м | напруження, МПа |
| 1 | 0,531 | 203,0 |
| 2 | 0,531 | 203,9 |
| 3 | 1,155 | 188,1 |
| 4 | 1,155 | 205,7 |

Як бачимо, максимальні переміщення істотно збільшились за умови дії снігового навантаження. Вони не змінились від впливу локалізованого теплового поля найактивнішого сценарію пожежного процесу. До того ж, найбільші напруження, які отримані в результаті розрахунків виявились значно нижчими їх граничної величини.

**Висновки**

Надано реальні результати виконаних скінчено-елементних розрахунків конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» в умовах небезпечного локалізованого теплового впливу.

Детально розглянуто найактивніший сценарій пожежного процесу і ґрунтовно проаналізовано його наслідки.

Виявлено ділянки, в яких зафіксовано найбільші параметри роботи конструкції, у тому числі з урахуванням дії максимальних температур.

Зазначено несуттєвий вплив теплового поля на характерні зони навісу.

Отримано прийнятні величини найбільших напружень в елементах конструкції.

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

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.

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ОСНОВАНИИ СТАНДАРТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ

## DETERMINNING THE CARRY CAPACITY FOR CONNECTIONS, USING DOWEL-TYPE FASTENERS, ON THE BASIS OF STANDART MATERIAL CHARACTERISTICS

*Научный сотрудник* ***Смирнов П.Н.****( Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А.Кучеренко).*
*senior researcher* ***Smirnov P.N*** *, (Moscow, Central Construction Structural Research Institute (TSNIISK)).*
*Зав.лаб., к.т.н.* ***Погорельцев А.А.****( Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А.Кучеренко).*
*candidate of technical science* ***Pogoreltsev A.A*** *, (Moscow, Central Construction Structural Research Institute (TSNIISK)).*

**Аннотация**

Одной из проблем применения зарубежного крепежа нагельного типа для узловых соединений деревянных конструкций является отсутствие расчетных характеристик, соответствующих Российскими нормами. Предложена методика определения расчетных характеристик крепежа нагельного типа на основании физико-механических свойств материалов.

**Ключевые слова**: нагельные соединения, несущая способность, предел смятие нагельного гнезда

**SUMMARY**

The major problem for using dowel-type fasteners, manufactured abroad, for connections of carry wood structures in Russia is the absence of design characteristics, corresponding to Russian construction regulations. We offer the method for determining design characteristics for dowel-type fasteners based upon physical and mechanical properties of materials.

Key words: dowel-type fasteners, carry capacity, embedding strength

В современном строительстве с применением деревянных конструкций актуальной является проблема эффективного решения соединений деревянных элементов, позволяющих при относительно

невысокой стоимости крепежных деталей сократить сроки монтажа конструкция за счет упрощения конструкции узловых сопряжений.

В настоящее время, для решения данной задачи в продаже появилось большое количество соединительных элементов и деталей на их основе различного назначения позволяющие воспринимать большие усилия, в том числе нагельного типа с соединителями большого диаметра. В основном это ввинчиваемые соединители - шурупы и стержни с резьбой по всей длине, например таких европейских фирм как Spax, Heco, Rothoblaas и другие.

При несомненном удобстве использования подобного рода крепежных элементов, возникает вопрос о расчетной несущей способности соединений на их основе. Производитель часто указывает “максимальную” несущую способность соединения с одним или несколькими крепежами, которой невозможно воспользоваться с точки зрения действующих в России норм - СНиП II-25-80. Поэтому чаще всего для сертификации подобного рода крепежа требуется проведение испытаний с целью уточнения расчетных параметров.

Согласно "Рекомендаций по испытанию соединений деревянных конструкций", требуется проведение испытаний образцов соединений деревянных конструкций. Подобного рода экспериментальное исследование является длительным и дорогостоящим, а учитывая большое разнообразие крепежных деталей, для подобного рода исследований потребуется не один год. Следовательно, требуется разработка альтернативной методики, позволяющей с меньшими трудозатратами, определять несущую способность нагельных соединений. Такая методика должна быть основана на стандартных характеристиках материалом используемых в соединении, таких как предел текучести или временное сопротивление материала стального крепежного элемента и предела прочности, плотности и модуля упругости применяемой древесины. Для стальных крепежных элементов, как правило, марка стали подтверждена заводом изготовителем, а следовательно, могут быть определены стандартные механические характеристики материала. Основной механические характеристикой древесины влияющей на свойства основания нагельного гнезда, является предел прочности на сжатие. Данный параметр может быть определен по классу прочности используемой древесины, если на заводе изготовителе имеется оборудование по силовой сортировке древесины, которое позволяет определить предел прочности по модулю упругости и плотности древесины. Если такое оборудование отсутствует, то указанные параметры достаточно легко могут быть определены согласно

имеющихся нормативных документов - ГОСТов. Наличие такой методики позволит избежать большого количества испытаний нагельных соединений, которые в этом случае потребуются лишь для подтверждения полученных значений расчетных величин.

В зарубежных странах данная методика существует и основана она на расчете нагельного соединения по методу предельного равновесия. На основании данной методики, несущая способность соединений нагельного типа, к которым относятся болтовые, нагельные или гвоздевые соединения, может быть определена по теории Йохансена и зависит от геометрии соединения, сопротивления изгибу нагеля и прочности на смятие древесины нагельного гнезда [1]. За сопротивление нагеля изгибу изначально принимался упругий момент поперечного сечения нагеля, при этом игнорировалось возможное увеличение данной характеристики за счет пластических деформаций. Расчетные зависимости в Еврокоде 5 [2], определенные по той же теории, учитывают уже пластическое поведение нагеля при изгибе, а расчетной характеристикой сечения является пластический момент. При этом пластическая работа древесины допускается только при расчете на сейсмические нагрузки, при статических нагрузках древесина нагельного гнезда должна работать в упругой стадии.

Согласно теории Йохансена, возможны три различных вида разрушения для двухсрезных соединений деревянных элементов (см. рисунок 1). Разрушению согласно схемы 1, соответствует смятие древесины основания среднего или крайнего элемента (расчетные зависимости 1 и 2), для схем разрушения 2 и 3 соответствует пластическое деформирования крепежного элемента (расчетные зависимости 3 и 4).

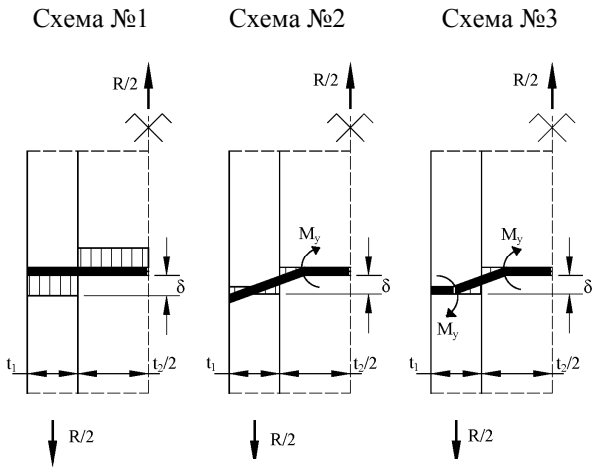



Рис.1. Расчетные схемы соединения

$$F_{v,Rk} = \min\begin{cases} f_{h,k} t_1 d & (1) \\ 0{,}5 f_{h,k} t_2 d & (2) \\ 1{,}05 \dfrac{f_{h,k} t_1 d}{2+\beta} \cdot \left[ \sqrt{2\beta \cdot (1+\beta) + \dfrac{4\beta(2+\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,k} t_1^{\,2} d}} - \beta \right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & (3) \\ 1{,}15 \sqrt{\dfrac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & (4) \end{cases}$$

В указанных формулах $F_{v,Rk}$— нормативная несущая способность одного нагеля на один срез, $f_{h,k}$ — нормативноя прочность на смятие древесины нагельного гнезда, $t_1$ ,$t_2$— глубина заделки нагеля, d — диаметр нагеля, $M_{y,Rk}$ — нормативный момент пластической деформации нагеля при изгибе, $F_{ax,Rk}$ — нормативное сопротивление нагеля выдергиванию, β— масштабный коэффициент для нормативного сопротивления смятию древесины;

В этих формулах изгибающий момент $M_{y,Rk}$ предложено определяеть в соответствии с EN 409 [3], а прочность древесины на смятие $f_{h,k}$ в соответствии с EN 383 [4].

Аналогичная методика может быть применена и для российских норм, так как формулы СНиП II-25-80 для расчета нагельных сопряжений также основаны на уравнениях предельного равновесия. Кроме того с вступление России в ВТО актуальным становится вопрос гармонизации европейских и отечественных норм проектирования.

Подобные уравнения в СНиП II-25-80 для двухсрезных соединений имеют вид:

1. Из условия смятия средних элементов:

$$T = 25cd$$

и из условия смятия крайних элементов:

$$T = 80ad$$

Данные уравнения соответствуют расчетной схеме №1.

2. Из условия одновременного смятия древесины и изгиба нагеля (схема №2):

$$T = 180d^2 + 2a^2$$

3. Из условия полного использования несущей способности нагеля на изгиб (схема №3):

$$T = 250d^2,$$

где с – толщина средних элементов (см), а – толщина крайних (см).

Указанные в СНиП уравнения являются частным случаем общих расчетных зависимостей предложенных в В.М.Коченовым в работе [5]:

1. $T_н = l_н d_н R_{см}$ , при $l_н \le 0{,}71 d_н \sqrt{\frac{R_и}{R_{см}}}$ - для схемы №1;
2. $T_н = k l_н d_н R_{см}$ при $0{,}71 d_н \sqrt{\frac{R_и}{R_{см}}} < l_н < 2{,}37 d_н \sqrt{\frac{R_и}{R_{см}}}$ , а $k$ находится в пределах от 1 до 0,42;
3. $T_н = 0{,}623 d_н^{\,2} \sqrt{R_{см} R_и}$ при $l_н \ge 2{,}37 d_н \sqrt{\frac{R_и}{R_{см}}}$

и были преобразованы в формат СНиП II-25-80 путем подставления значений сопротивления нагеля изгибу $R_и$ для стали А240 и усредненного значения сопротивления смятию нагельного гнезда $R_{см}$ для древесины сосны или ели.

Установление зависимости расчетных характеристик для нагельных соединений $R_и$ и $R_{см}$ от стандартных механических свойств материала нагеля и древесины: предела текучести или временного сопротивления для нагеля и предела прочности при сжатии для древесины, позволит определять несущую способность нагельных соединений для разного рода крепежных элементов и различных прочностных характеристик используемой древесины.

В ЦНИИСК были проведены исследования с целью определения предела прочности нагельного гнезда при смятии поперек волокон с расположением штампа параллельно волокнам древесины. Была разработана методика испытаний с учетом имеющегося отечественного и зарубежного опыта [6]. В результате были определены основные зависимости:

1. Предела прочности древесины на сжатие поперек волокон $R_{c90}$ от плотности древесины $\rho$ (рис.2а):

$$R_{c90} = 0{,}11\rho - 13{,}96$$

2. Модуля упругости древесины поперек волокон $E_{90}$ от плотности древесины $\rho$ (рис.2б):

$$E_{90} = 1{,}08\rho - 143{,}4$$

3. Предела прочности древесины на сжатие поперек волокон $R_{c90}$ от модуля упругости поперек волокон $E_{90}$ (рис.2в):

$$R_{см90} = \frac{68{,}8E_{90}}{178{,}5 + E_{90}}$$

4. Предела прочности на смятие поперек волокон нагельного гнезда при установке нагеля по направлению волокон древесины (в торец) от предела прочности древесины на сжатие поперек волокон и диаметра нагеля (штампа) (рис.2г):

$$R_{см90} = R_{c90}(1{,}77 - 0{,}02d_н)$$

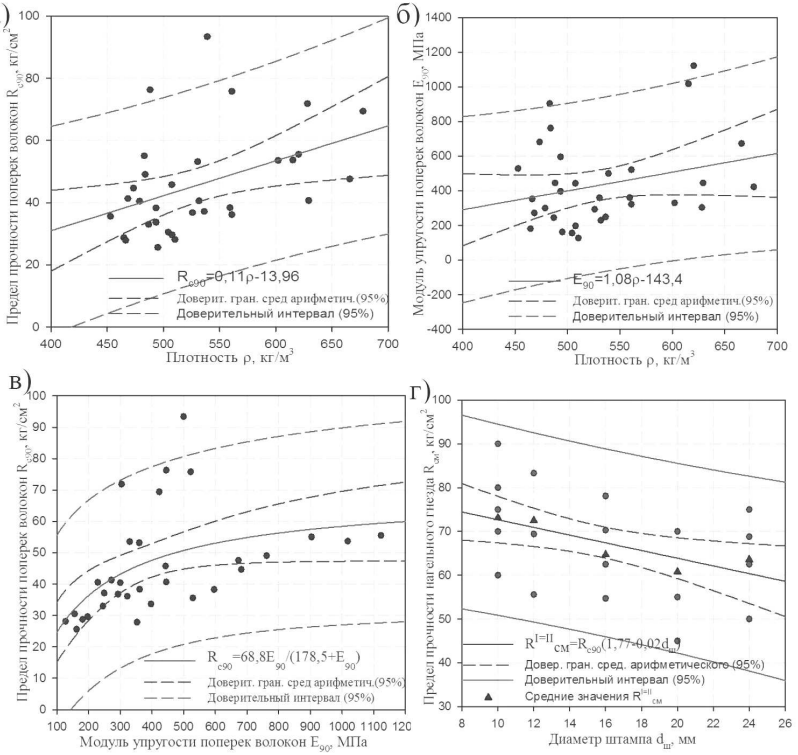



Рис. 2. Зависимость физико-механических характеристик древесины

Определенные экспериментальные зависимости позволяют определить нормативную несущую способность нагельного гнезда для крепежа, установленного в торец деревянного элемента, зная плотность или модуль упругости древесины поперек волокон.

Аналогичные зависимости необходимо определить и для других случаев установки нагельного крепежа, кроме того требуется определить подобным образом расчетные характеристики нагельного крепежа. Работы в этом направлении в ЦНИИСК предполагается продолжить.

*Литература*


1. *Johansen, K. W.: Theory of Timber Connections. In: International Association of Bridge and Structural Engineering, 1949*
2. *EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings.*
3. *EN 383, Timber structures; Test methods; Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners; German version EN 383 : 1993*
4. *EN 409, Timber structures; Test methods; Determination of the yield moment of dowel type fasteners; Nails; German version EN 409 : 1993*
5. *Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1953. – 320с.*
6. *Смирнов П.Н., Шенгелия А.К., Погорельцев А.А. Исследования механических свойств основания нагеля, установленного в торец деревянного элемента в соединении со стальными пластинами.- Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. – Одесса: 2010.*

**УДК 624.011.1**

# ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ НА СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

*к.т.н., доцент каф. ПГС* ***Сморчков А.А.*** *(Юго-Западный государственный университет),*
*преподаватель каф. ПГС* ***Орлов Д.А.*** *(Юго-Западный государственный университет),*
*преподаватель, зав. лабораториями каф. ПГС* ***Кереб С.А.*** *(Юго-Западный государственный университет),*
*ассистент каф. ПГС* ***Барановская К.О.*** *(Юго-Западный государственный университет),*
*студент каф. ПГС* ***Плюхин С.Г.*** *(Юго-Западный государственный университет).*

В статье приводятся основные факторы, влияющие на прочность клееных деревянных конструкций, и предлагаются пути уменьшения или полного исключения влияния негативных факторов.

The major factors influencing durability of glued wooden designs are given in article, and ways of reduction or a complete elimination of influence of negative factors are offered.

Ключевые слова: клееная древесина, прочность клееной древесины, безопасность клееной древесины, анизотропия свойств древесины.

Keywords: glued wood, durability of glued wood, safety of glued wood, anisotropy of properties of wood.

Клееные деревянные конструкции (КДК) нашли свое применение в современном индустриальном строительстве. Долговечность и работоспособность КДК в условиях эксплуатации должна быть обеспечена уже на стадии их проектирования и изготовления, что гарантирует их безопасность от разрушения.

Цель настоящей работы - определить факторы, влияющие на безопасность КДК при их изготовлении.

По нашему мнению, к основным факторам, влияющим на безопасность КДК при их изготовлении следует отнести:

- наличие зубчатых клеевых соединений (ЗС), необходимых для сращивания досок по длине;

- пластевые клеевые соединения для сращивания досок по высоте пакета;

- процентное соотношение ранней и поздней древесины в ламелях (досках) клееного пакета.

ЗС в клееном пакете необходимы для увеличения длины ламелей до необходимого размера, так как стандартная длина досок не превышает 6,5 м. Расположение ЗС в клееном пакете носит случайный характер. Накладывается только ограничение на их расположение в одном сечении. Как показывают исследования [1, 2], прочность ЗС на изгиб и растяжение составляют 60-80% от «чистой» прочности древесины. Таким образом, ЗС может являться источником дефекта, снижающим несущую способность клееного элемента [2].

Полностью исключить ЗС из клееного пакета невозможно, но ограничить или исключить их влияние на несущую способность элемента можно следующим образом [3].

Необходимо выделить область в клееном элементе, исключающую постановку ЗС (см. рис. 1).

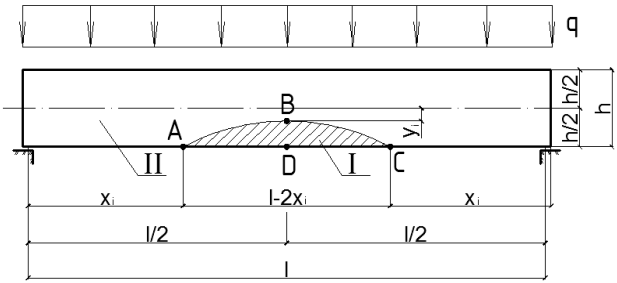



Рисунок 1. Расположение области I в клееном элементе [3].

Уравнение, ограничивающее область I (кривая ABC), выглядит следующим образом:

$$d_i = \frac{R_{зс}}{\left[8R_{вр}\left(k_i - k_i^2\right)\right]}, \quad (1)$$

Где $R_{зс}$ – кратковременная прочность ЗС на изгиб; $R_{вр}$ - кратковременная прочность древесины на изгиб; $d_i = y_i/h$ – относительная высота; $k_i = x_i/l$ – относительная длина.

Положение точек A,C и B можно определить из уравнений:

- точки A и C ($x_{min}$ и $l-x_{min}$)

$$K_{\min} - K_{\min}^2 = 0,25 \cdot \frac{R_{зс}}{R_{вр}}; \quad (2)$$

- точка B($y_{min}$)

$$d_{\min} = 0,5 \cdot \frac{R_{зс}}{R_{вр}}; \quad (3)$$

Из приведенных уравнений видно, что если $R_{зс}=R_{вр}$ , то $x_{min}$ *и* $y_{min}$ достигнут в пределе точки D.

Проведенные нами экспериментальные исследования балок с ЗС подтвердили теоретические выводы.

Таким образом повысить безопасность КДК можно путем исключения ЗС из области I. Этим приемом решается еще одна задача. При наличии ЗС прочностью ниже установленной для I и II сортов древесины, доски необходимо переводить на класс ниже, что ведет к перерасходу древесины.

Дефекты пластевых клеевых швов ведут к снижению долговечности конструкций из клееной древесины. По данным [4], максимальный размер пластевого дефекта не должен ориентировочно превышать величину в 160 мм. Дефекты такого рода устанавливаются при неоднократном контроле качества.

Особенностью древесины является анизотропия ее механических и деформационных свойств. Как показали наши исследования, прочность древесины меняется по поперечному сечению ствола дерева. Проведенные эксперименты показали, что прочность ядровой древесины сосны отличается от прочности заболонной древесины (см. табл. 1).

*Таблица* 1 – Результаты исследований прочности древесины сосны.

| № п/п | Наименование показателя | | Кратковременная прочность на сжатие, МПа | $m_{дл}$ | $R_я/R_з$, % |
|---|---|---|---|---|---|
| 1. | Образцы из древесины со сроком эксплуатации $t_{экс}$=0 | Ядро | 52,73 | 1 | 42 |
| | | Заболонь | 74,88 | 1 | |
| 2. | Образцы из древесины со сроком эксплуатации $t_{экс}$=60 лет | Ядро | 35,67 | 0,68 | 79 |
| | | Заболонь | 63,93 | 0,85 | |

*Продолжение таблицы 1.*

| № п/п | Наименование показателя | | Кратковременная прочность на сжатие, МПа | $m_{дл}$ | $R_я/R_з$, % |
|---|---|---|---|---|---|
| 3. | Образцы из древесины со сроком эксплуатации $t_{экс}$=100 лет | Ядро | 20,70 | 0,39 | 68 |
| | | Заболонь | 34,77 | 0,46 | |

Результаты этих исследований показывают, что прочность древесины заболони превышает прочность древесины ядра. При этом прочность ядровой древесины снижается со временем в большей степени, чем древесина заболони.

Существующие методы распиловки бревен на доски не позволяют выделить заболонную или ядровую части, что может привести к неоднородности напряженно-деформированного состояния элемента и к его формонестабильности.

Исключить этот фактор можно только используя доски в клееном пакете из ядровой или заболонной древесины.

Таким образом, на основании приведенных исследований выявлены ряд факторов, снижающих безопасность КДК. Показаны пути преодоления влияния негативных факторов на безопасность КДК.

Список литературы:

1. Фрейдин А.С., Вуба К.Т. Прогнозирование свойств клеевых соединений древесины. – М: Лесная промышленность, 1980. 224 с.

2. Ковальчук Л.М., Турковский С.Б., Пискунов Ю.В., Варфоломеев Ю.А., Ковальчук С.Л. Деревянные конструкции в строительстве. М: Стройиздат, 1995. 248 с.

3. Прокофьев А.С., Сморчков А.А., Поветкин С.В. О расположении зубчатых соединений в изгибаемых клееных элементах // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1989. №8. С. 24-27.

4. Миркин Л.М., Найштут Ю.С., Павлович С.А. Об оценке аварийного состояния деревянных конструкций. Межвузовский тематический сборник трудов. Методы расчета конструкций из древесины, фанеры и пластмасс. – Л.: ЛИСИ, 1985. С. 79-84.

**УДК 624.011.1**

# ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВИТЫХ КРЕСТООБРАЗНЫХ СВЯЗЯХ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДЛИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК

## FEATURES OF CALCULATION OF CONNECTION OF WOODEN DESIGNS ON TWISTED CROSSWISE COMMUNICATIONS AT ACTION OF LONG LOADINGS

*к.т.н., преподаватель* ***Столповский Г.А.****, аспирант* ***Аркаев М.А.****, (Оренбургский государственный университет, Россия)*

*Candidate of Technical Sciences, teacher* ***Stolpovskiy G.A.,*** *post-graduate* ***Arkaev M.A.*** *(Orenburg State University, Russia)*

**Аннотация**

Приведены методика и результаты экспериментальных длительных испытаний деревянных образцов со стержнями, работающими на выдергивание. Выполнен сравнительный анализ характера разрушения образцов при действии длительной нагрузки с кратковременными испытаниями. Выявлено, что длительная прочность соединений на витых стальных стержнях крестообразного поперечного сечения определяется длительной прочностью древесины на смятие.

Узловые сопряжения, в которых передача нагрузки с одного элемента на другой осуществляется посредством внедренных в древесину поперек волокон стальных стержней витой формы крестообразного поперечного сечения, работающих на выдергивание, являются новым видом соединений. Работа таких соединений при длительном действии нагрузки практически не изучена.

Для исследования длительной прочности и деформативности соединений витых стержней с древесиной проведено длительное нагружение образцов – деревянных призм размерами $b \times h \times \ell$ = 150×100×1000 мм с внедренными поперек волокон стержнями диаметром 16 мм и глубиной заделки 83 мм (без учета острия стержня). Размеры образцов приняты близкими к натурным. При выдергивании стержней, внедренных в крупноразмерные образцы, деформации поверхности древесины на расстоянии 5d поперек волокон и 15d вдоль

волокон составляют менее 4% от величины вертикальных перемещений стержней. Напряженно-деформированное состояние объема древесины вокруг стержня в образцах с размерами, близкими к вышеуказанным, хорошо соответствует, таким образом, напряженно-деформированному состоянию соединений на витых стержнях в составе реальных конструкций.

Испытания возможно было проводить на образцах малых размеров и вводить полученные значения коэффициента длительного сопротивления к нормативному сопротивлению чистой древесины, однако в таком случае может оказаться неучтенным влияние масштабного фактора на процессы, связанные с длительным действием нагрузки. Поэтому размеры образцов приняты близкими к натурным, а коэффициент длительного сопротивления вводится к значению нормативного сопротивления сортной древесины.

Стальные витые стержни внедрялись в массив древесины огнестрельным способом при помощи монтажного пистолета ПЦ 84 / 1 /. Влажность сосновой древесины на протяжении испытаний составляла 8 %.

Длительные испытания проводили на рычажных установках (рисунок 1). Заданное соотношение плеч рычагов 1:11 выдерживалось посредством использования центрирующих призм. Плавное постепенное загружение образцов обеспечивалось использованием мелких грузов весом не более 10 % от прикладываемой нагрузки.

Испытательные нагрузки были приняты равными 0,8; 0,7; 0,6 и 0,5 от кратковременной разрушающей $N_p$, определенной машинными испытаниями. Величину испытательной нагрузки при загружении платформ рычажных установок контролировали динамометром сжатия, который устанавливали на временные стойки по линии расположении выдергиваемого стержня. В ходе всего эксперимента в лаборатории, где проводились длительные испытания, автоматическим устройствами (регулятор влажности НС01-1, терморегулятор TR 125) поддерживались влажность и температура воздуха. Для дублирующего контроля постоянно (не реже 1 раза в неделю) проводили запись температуры и влажности воздуха по термометру и психрометру.

В целях выравнивания влажности древесины образцы, предназначенные для длительных испытаний, в течение полугода выдерживались перед испытанием в помещении лаборатории при указанном выше температурно-влажностном режиме.

В ходе испытаний вели замер вертикальных перемещений стержней относительно нижней грани деревянного образца с помощью прогибомеров 6ПАО-ЛИСИ. Для каждого уровня нагрузок было

испытано по три образца. Общее количество образцов при длительных испытаниях – 12 штук. Продолжительность длительных испытаний – 450 суток.

Рисунок 1. Общий вид стенда для проведения длительных испытаний деревянных образцов со стержнями, работающими на выдергивание

Испытание образцов на длительное действие нагрузки показали, что характер разрушения в этих условиях не изменяется по сравнению с кратковременными испытаниями / 2 /. Разрушение образцов происходило по зоне контакта древесины с ребрами от смятия древесины поперек волокон. Разрушений от разрыва металла не было. Таким образом, длительная прочность соединений на витых стальных стержнях крестообразного поперечного сечения определяется длительной прочностью древесины на смятие.

Отметим, что время до разрушения образцов при испытании кратковременной нагрузкой определяли по известной методике / 3 /, как время, приведенное к неизменному действию этой нагрузки. В соответствии с приведенными результатами построена кривая длительной прочности соединений на витых стержнях (рисунок 2). Обращает на себя тот факт, что общий вид и характер этой зависимости аналогичен кривой длительного сопротивления древесины. Согласно

/ 4 / длительная прочность древесины может быть выражена зависимостью:

$$\ell gt = \ell gA - \alpha\sigma , \qquad (1)$$

где t – время до разрушения под постоянной нагрузкой;
σ – уровень напряжений в % к кратковременной прочности;
*A,* α – постоянные.

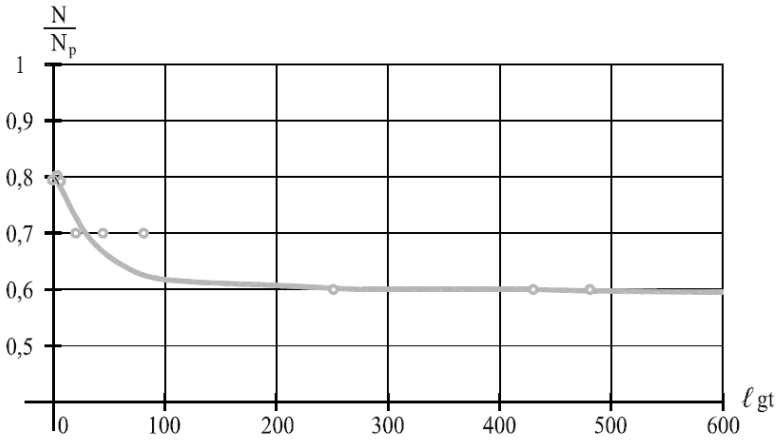



Рисунок 2. Кривая длительной прочности соединений на витых стержнях

Уравнение (1) при условии экспериментального определения постоянных *A* и α, позволяет достаточно точно прогнозировать прочность соединения на проектные сроки его эксплуатации. Обработка данных, полученных при проведении длительных испытаний, методом наименьших квадратов позволила нам получить зависимость:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} = 1{,}114 - 0{,}064 \lg t . \qquad (2)$$

Для проверки правильности построения зависимости $\sigma$ - lgt, согласно / 3 / выполняли сравнение величины $\sigma$ по уравнению (2) с учетом приведенного времени машинных испытаний с напряжениями,

установленными при кратковременных испытаниях. Расчеты показали, что расхождение величин упомянутых напряжений не превышает 5 %.

Путем экстраполяции экспериментальных данных на длительный срок получаем $k_{дл}$ на базе 25 и 50 лет – 0,55 и 0,53, соответственно

Полученные величины коэффициентов длительного сопротивления соответствует постоянному действию нагрузки. На реальные узлы несущих конструкций на самом деле действуют постоянные и временные нагрузки, что в соответствии с рекомендациями / 3 / позволяет полученные коэффициенты длительности рассматривать с поправкой, равной величине 1/0,8. Тогда экстраполированные значения $k_{дл}$ будут практически равны коэффициенту длительности для расчетных сопротивлений древесины, равному, согласно / 3 /, 0,66.

Обобщающими показателями процессов деформирования соединений во времени являются, в нашем случае, вертикальные перемещения стержней. На рисунках 3 и 4 приведены зависимости вертикальных перемещений по результатам их замеров в процессе нахождения образцов под нагрузкой. Как следует из графиков, наибольшие скорости деформирования соединений наблюдались сразу же после загружения образцов, что является характерным для всех упруговязких материалов. Затем, скорость нарастания вертикальных перемещений уменьшалась и стабилизировалась. Разрушению соединения вновь предшествовало резкое повышение его деформативности. Проанализируем процессы деформирования соединений во времени.

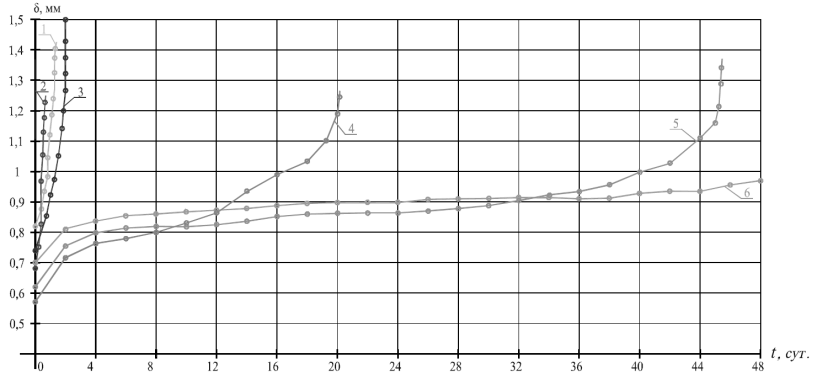



Рисунок 3. Деформации соединений при длительном действии нагрузки: 1-3 – $0{,}8P_р$; 4-6 – $0{,}7P_р$.

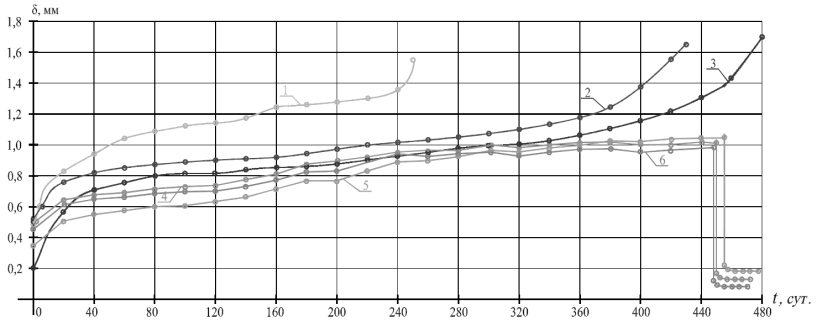



Рисунок 4. Деформации соединений при длительном действии нагрузки: 1-3 – $0,6P_р$; 4-6 – $0,5P_р$.

У образцов серии $0,8P_р$ начальные перемещения стержней при загружении составили в среднем 0,75 мм, перед разрушением величина перемещений оказалась равной 1,21 мм, что превышает первоначальные в 1,84 раза. Процесс деформирования стержней этой серии полностью соответствовал поведению под нагрузкой вязко-упругих материалов. Скорость нарастания деформаций стержней серии $0,8\ P_р$ не определялась ввиду ее большого значения и относительно малого времени выдержки образцов под нагрузкой (1-2 сут.).

В образцах серии $0,7P_р$ начальные перемещения составили 0,63 мм, а перед разрушением 1,21 мм. Деформации увеличились, таким образом, в 1,92 раза. Скорость нарастания вертикальных перемещений на участке установившейся ползучести кривой деформирования равнялась, в среднем по серии, $0,1\cdot10^{-3}$ мм/час.

Начальные перемещения стержней под нагрузкой $0,6P_р$ оказались равными 0,51 мм. Период интенсивного деформирования соединений в этом случае был более растянут во времени и достигал 15-20 суток. Скорость установившейся ползучести соединения не превышала $0,2\cdot10^{-4}$ мм/час. К моменту разрушения, вертикальные перемещения стержней составили 1,54 – 1,67 мм, в среднем 1,61 мм. Это превышает первоначальное среднее значение в 3,17 раза.

В образцах под нагрузкой $0,5P_р$ начальные перемещения стержней составили в среднем 0,47 мм. Скорость деформирования соединений после нагружения образцов постоянно уменьшалась и полная ее стабилизация произошла на 200-240 сутки, достигнув величины $0,5\cdot10^{-5}$ мм/час. По истечении 400 суток скорость деформирования стала практически равна нулю. Средние вертикальные перемещения стержней

после 450 суток их выдержки под нагрузкой, оказались равны 1,07 мм, что превышает начальное значение в среднем в 2,41 раза.

После разгрузки остаточные деформации у образцов оказались равными 0,15…0,22 мм. В результате 30 суточного отдыха деформации снизились до 0,11…0,19 мм или в среднем в 1,23 раза.

Анализ начальных перемещений стерней показывает, что они не пропорциональны величине испытательной нагрузки. При увеличении нагрузки $0{,}6P_р$ в 1,17 раза ($0{,}7P_р$) начальные перемещения увеличиваются в 1,24 раза, для нагрузок $0{,}6P_р$ и $0{,}8P_р$ перемещении увеличиваются в 1,47 раза при увеличении нагрузки в 1,33 раза. Эти данные соответствуют результатам, полученным при кратковременных испытаниях: при увеличении нагрузки с $0{,}6P_р$ до $0{,}7P_р$ перемещения стержней увеличились в 1,18 раза, при увеличении нагрузки с $0{,}6P_р$ до $0{,}8P_р$ – в 1,40 раза. С учетом вышеизложенного, можно сделать вывод, что напряжения, возникающие в соединениях от нагрузок больших $0{,}6P_р$, превышают пределы пропорциональности и в образцах в начальный момент нагружения возникают упругопластические деформации.

Таким образом, произведенные опыты и исследования работы стальных винтовых стержней крестообразного поперечного сечения на выдергивание позволяют сделать выводы о том, что длительная прочность соединений на витых стальных стержнях крестообразного поперечного сечения определяется длительной прочностью древесины на смятие. Предел длительного сопротивления соединений на стержнях, внедренных в массив древесины в направлении поперек волокон, находится в пределах от 0,5 до 0,6 $N_p$. При этом вертикальные перемещения стержней при длительном нагружении расчетной нагрузкой не превышают величины 1,12 мм.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Техническое описание и инструкция по эксплуатации. Пистолет монтажный поршневой. ПЦ 84. г. Тула, 2007. 33 с

2. Дмитриев П.А., Жаданов В.И., Столповский Г.А. Соединения элементов деревянных конструкций на стальных винтовых крестообразных стержнях, работающих на выдергивание // Известия ВУЗов. Строительство. 2010. № 4. С. 133-137.

3. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981. – 40 с.

4. Иванов Ю.М. Длительная несущая способность деревянных конструкций // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1972. № 11. С. 6-12.

# Учёт анизотропии при расчёте деревянных конструкций методом конечных элементов
# Anisotropy consideration in finite element calculations of wooden construction

*аспирант Таныгин Ф.О. (Юго-Западный Государственный Университет)*

*post graduate student Tanygin F.O. (South-West State University)*

**Аннотация**

В статье исследуется учёт влияния анизотропии упругих характеристик дерева при расчёте методом конечных элементов.

Уделено внимание преобразованию матрицы упругих характеристик [*D*], а также всего процесса конечно-элементного расчёта.

Приводится сравнительный анализ расчётов деревянных конструкций с учётом влияния анизотропии и без.

Делается вывод о том, в каких расчётных ситуациях учёт влияния анизотропии является необходимым условием для получения приемлемых результатов.

Ключевые слова: анизотропия, метод конечных элементов, деревянные конструкции.

**Annotation**

The article presents research of the consideration of the effect of the anisotropy of the elastic characteristics of the wood in the finite element calculations.

Attention is also given to the transformation of the matrix of the elastic characteristics [D], and the whole process of the finite element calculation.

The article provides a comparative analysis of the wooden constructions calculation with the influence of anisotropy and without.

The article contain conclusion about the design situations in which consideration of the effect of anisotropy is a necessary condition to obtain acceptable results.

Key words: anisotropy, finite element method, wood constructions.

Оптимальное конструирование требует учёта анизотропии характеристик материала, каким бы способом не производился расчёт. В данной работе применен метод конечных элементов для объёмного тела в перемещениях [1], в основе которого лежит принцип

минимизации потенциальной энергии деформации. Потенциальная энергия системы выражается следующим образом

$$\prod = \Lambda - W, \tag{1}$$

где $\Lambda$ – полная энергия деформации; W - совершённая работа.

При отсутствии начальных деформаций величина полной энергии деформации будет представлена выражением:

$$\Lambda = 0.5\int \{\varepsilon\}^T [D]\{\varepsilon\}, \tag{2}$$

где $[D]$ содержит упругие константы материала.

Работа, совершаемая внешними силами, будет представлена работой, совершаемой сосредоточенными в узлах силами:

$$W = \{U\}^T \{P\}, \tag{3}$$

где $[P]$, $[U]$ - векторы внешних сил и узловых перемещений соответственно.

Зная соотношения между деформациями и перемещениями, можно выразить вектор деформаций через узловые перемещения [1] . Общая форма этих соотношений такова:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{U\}, \tag{4}$$

Матрица $[B]$ – матрица формы, вид которой зависит от рассматриваемой задачи и от используемого конечного элемента, а значения определяются координатами узлов элемента.

Чтобы минимизировать величину $\Pi$, продифференцируем её с учётом (2), (3), (4) по $\{U\}$ и приравняем к нулю:

$$\partial \prod / \partial U = \sum_{e=1}^{E} [\int [B^{(e)}]^T [D^{(e)}][B^{(e)}]\{U\}dV] - \{P\} = 0, \tag{5}$$

где $[k^{(e)}]\int [B^{(e)}]^T [D^{(e)}][B^{(e)}]\{U\}dV$ - матрица жёсткости.

Для изотропного случая:

$$[D] = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} D_\sigma & 0 \\ 0 & D_\tau \end{bmatrix}, \tag{6}$$

$$[D_\sigma] = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & \frac{\mu}{1-\mu} \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & \frac{\mu}{1-\mu} \\ \frac{\mu}{1-\mu} & \frac{\mu}{1-\mu} & 1 \end{bmatrix}, \quad [D_\tau] = \begin{bmatrix} \frac{0.5-\mu}{1-2\mu} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{0.5-\mu}{1-2\mu} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{0.5-\mu}{1-2\mu} \end{bmatrix}$$

В общем случае анизотропии [2] существует 21 независимая компонента матрицы $D$. В данной работе мы исходим из гипотезы об

ортогональной анизотропии древесины, основанной на допущении существования в элементарном объёме трех плоскостей симметрии. За плоскости симметрии каждого элементарного объёма принимаются плоскости перпендикулярные радиальному *r*, тангенциальному *t* (по отношению к годичным слоям) направлениям и плоскость перпендикулярная направлениям волокна *a* (рисунок 1). В [3] древесина рассматривается в качестве транстропного материала, различая только направления вдоль и поперек волокон.

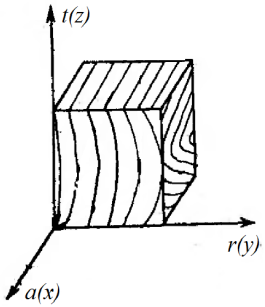



Рисунок 1. Плоскости и оси симметрии элементарного объёма древесины.

Данное обстоятельство позволяет сократить число компонент до 9. Они находятся из решения системы уравнений:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \dfrac{\sigma_x}{E_x} - \dfrac{\mu_{xy}}{E_y}\sigma_y - \dfrac{\mu_{xz}}{E_z}\sigma_z; \\ \varepsilon_y = -\dfrac{\mu_{yx}}{E_x}\sigma_x + \dfrac{\sigma_y}{E_y} - \dfrac{\mu_{yz}}{E_z}\sigma_z; \\ \varepsilon_z = -\dfrac{\mu_{zx}\sigma_x}{E_x} - \dfrac{\mu_{zy}}{E_y}\sigma_y + \dfrac{\sigma_z}{E_z}; \\ \gamma_{xy} = \dfrac{\tau_{xy}}{G_{xy}}; \gamma_{xz} = \dfrac{\tau_{xz}}{G_{xz}}; \gamma_{zy} = \dfrac{\tau_{zy}}{G_{zy}}; \end{cases} \qquad (7)$$

$$\frac{\mu_{xy}}{E_y} = \frac{\mu_{yx}}{E_x}; \frac{\mu_{yz}}{E_z} = \frac{\mu_{zy}}{E_y}; \frac{\mu_{xz}}{E_z} = \frac{\mu_{zx}}{E_x}; \qquad (8)$$

Учитывая, что в силу симметрии матрицы существуют зависимости (8), получим:

$$[D_{opm}] = \begin{bmatrix} D_\sigma & 0 \\ 0 & D_\tau \end{bmatrix}, \qquad (9)$$

$$D_\sigma = \frac{1}{\alpha}\begin{bmatrix} \beta_1 E_x^2 & \chi_1 E_x E_y & \chi_2 E_x E_y E_z \\ & \beta_4 E_y^2 & \chi_3 E_y E_z \\ симметр. & & \beta_6 E_y E_z \end{bmatrix}; D_\tau = \begin{bmatrix} G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & G_{xz} & 0 \\ 0 & 0 & G_{yz} \end{bmatrix};$$

$$\alpha = E_x E_y - \mu_{xy}^2 E_y^2 - \mu_{xz}^2 E_y E_z - \mu_{yz}^2 E_x E_z - 2\mu_{xz}\mu_{xy}\mu_{yz} E_y E_z;$$

$$\beta_1 = E_y - \mu_{yz}^2 E_z; \beta_2 = E_x - \mu_{xz}^2 E_z; \beta_3 = E_x - \mu_{xy}^2 E_y;$$

$$\chi_1 = \mu_{yz} E_y - \mu_{xz}\mu_{yz} E_z; \chi_2 = \mu_{xy}\mu_{yz} + \mu_{xz};$$

$$\chi_3 = \mu_{yz} E_x + \mu_{xz}\mu_{xy} E_y;$$

Приведём результаты расчёта изгибаемой (рисунок 3) и сжато-изгибаемой (рисунок 4) консольных деревянных балок по двум расчётным схемам:

а) транстропной (п. 3.5 [3])

б) ортотропной (таблица 2.34 [2])

Параметры балки одинаковы во обоих случаях:

*l=3м.;b=h=0.2 м.* $E_x$*=11300;* $E_y$*=900 МПа;* $E_z$*=1740;* $\mu_{xy}$*=0,5;* $\mu_{xz}$ *=0,08;* $\mu_{yz}$ *=0,05;* $G_{xy}$*=1000 МПа;* $G_{xz}$*=650 МПа;* $G_{yz}$*=80 Мпа* ($E_z$*;* $\mu_{yz}$*;* $G_{xz}$*,* $G_{yz}$ – только для случая "б") $F_x = F_y = F_z$*=1000 кН.*

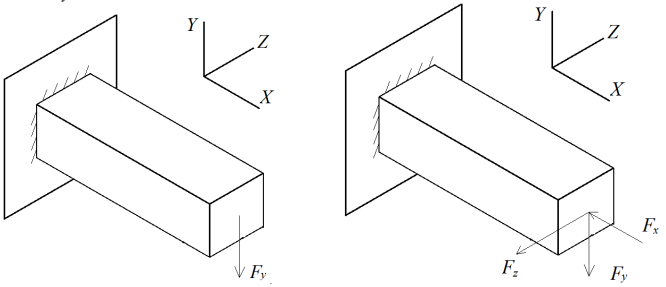



Рисунок 2. Общий вид балок под нагрузкой.

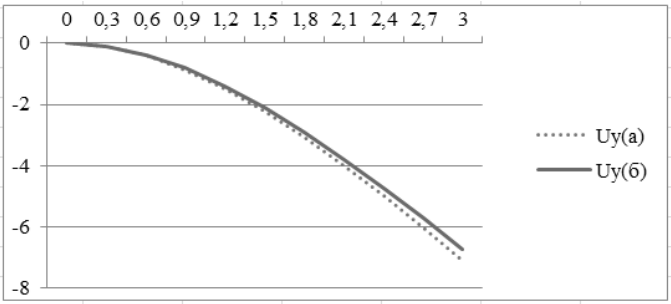



Рисунок 3. Эпюра вертикального перемещения ($U_y$) при изгибе (мм).

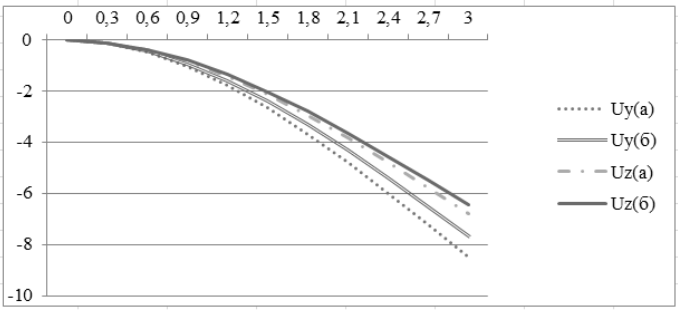



Рисунок 4. Эпюра вертикального ($U_y$) и горизонтального ($U_z$) перемещения при изгибе и сжатии (мм).

Как видно из графиков, при работе на изгиб в одной плоскости различие в расчётных схемах (а) и (б) несущественно, однако при более сложном нагружении возрастает и может достигать 7%

Таким образом, подтверждается, что более полный учёт анизотропии древесины, при рассмотрении его как ортотропного материала, позволяет в некоторых расчётных ситуациях уточнить результаты расчёта.

*Список литературы:*

1. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541 с.

2. Ашкенази Е.К., Ганов Э.В. Анизотропия конструкционных материалов: Справочник. – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Машиностроение, 1980. – 247 с.

3. СНиП II-25-80 "Нормы проектирования. Деревянные конструкции"

УДК 624.014:69.059.7

# РЕКОНСТРУКЦИЯ ДВОРЦА СПОРТА «ДРУЖБА» С ПРИМЕНЕНИЕМ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ В Г. ДОНЕЦКЕ

*к.т.н., доцент* ***Таран В.В.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, г. Макеевка)*

*Аннотация.* Описано применение большепролетных металлических конструкций и увязка их в общий комплекс сооружения. Представлено описание основных изменений комплекса при его реконструкции. Приведена общая схема пристройки по каркасной схеме из металлических конструкций.

*Ключевые слова.* Реконструкция, большепролетная ферма, усиление колонн, металлические балки, железобетонное перекрытие.

*Анотація.* Застосування великопрольотних металевих конструкцій та їх ув'язка в загальний комплекс споруди. Наведено опис основних змін комплексу при його реконструкції. Приведена загальна схема прибудови за каркасною схемою з металевих конструкцій.

*Ключові слова*. Реконструкція, великопрольотна ферма, підсилення колон, металеві балки, залізобетонне перекриття.

*Annotation.* Described the use of large-span metal structures and linking them to General complex facility. describes the major changes in its complex reconstruction. General Scheme is an extension of wireframe diagram of metal structures.

*Keywords.* Reconstruction, large-span farm, more columns, metal beams, ferroconcrete.

*Постановка проблемы.* Реконструкция общественных зданий определяется необходимостью сохранения и использования объекта для развития города. Перед принятием решения о реконструкции оценивают техническое состояние здания, необходимый уровень долговечности всех его конструктивных элементов. Рассматривается широкий диапазон возможных мероприятий: модернизация, снос, встройка, обстройка, надстройка нескольких этажей, переустройство с целью частичного или полного изменения функционального назначения, установка нового эффективного оборудования, приведение в соответствие с современными возросшими

нормативными требованиями. Основными задачами при реконструкции является увеличение срока жизненного цикла здания; повышение потребительского уровня и качества реконструируемого и вновь возводимого комплекса; инженерное переоборудование с целью повышения комфортности.

Современные технологии позволяют увеличить площадь за счет пристройки помещений с учетом конструктивных особенностей существующего каркаса реконструируемого здания.

*Основная гипотеза* заключается в рассмотрении совместной работы конструктивно-технологических решений по возведению пристройки по каркасной схеме из металлических конструкций и существующего железобетонного каркаса спортивного комплекса.

*Опыт проектирования и возведения*. В 2011 – 2012 гг. выполнена реконструкция здания дворца спорта «Дружба» в г. Донецке. Основное здание построено в 1975 году по типовому проекту универсального трансформируемого катка с искусственным льдом крытого типа на 4500 зрителей (рис. 1). Подобных зданий на территории бывшего СССР построено несколько десятков. С момента постройки и до сегодняшних дней данное сооружение играет очень важную роль в спортивной и культурной жизни столицы Донбасса.

*Рис. 1 - Вид ДС «Дружба» в 80-х годах*

Существующее здание, по типовому проекту, имеет каркасную конструктивную систему. Особенностью и уникальностью данного проекта является линзообразная ферма покрытия пролетом 50.0 м. Ферма металлическая из спаренных уголков. Остальные конструкции каркаса выполнены железобетонными, включая опорные конструкции трибун (рис. 2).

Реконструкцией предусмотрено расширение внутреннего объема основной арены. При решении этой задачи учитывалось фактическое состояние основных конструкций существующего каркаса здания, а именно: повреждения, фактическое армирование и прочность бетона

основных колонн, габариты фундаментов, консолидированные свойства грунтов.

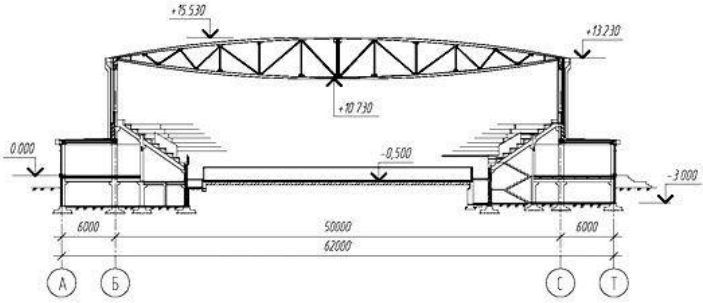



*Рис. 2 - Конструктивная схема здания со стороны арены*

По результатам исследования фактического состояния основных конструкций (рис.3) было установлено: конструкции здания работают без достаточных запасов для непосредственной надстройки [1].

*Рис. 3 - Исследование фактического состояния основных конструкций: колонн, фундаментов*

Основные изменения здания при его реконструкции связаны с устройством двух пристроек со стороны боковых фасадов. Указанные пристройки имеют свою независимую конструктивную систему в виде портальной решетчатой конструкции. При этом стойки портала представлены системой стоек и связей, выполняющих коммуникационную функцию здания – в них размещены лифты и лестницы. Ригель портала выполнен из двух ферм с пролетом в свету 37,6 м. (рис. 4). Ферма с фасада пристройки имеет высоту 4,3 м и является наружной ограждающей конструкцией (рис. 4б).

Внутренняя ферма высотой 7,85 м частично находится в помещении (рис. 4а). Решетка фермы выполнена таким образом, что в местах свободной планировки от перегородок она имеет только стойки и соединена с верхним поясом жесткими узлами и не стесняет объемно-планировочную компоновку помещений. Стержневые элементы фермы приняты коробчатого сечения из двух спаренных швеллеров. Высотой 300 и 400 мм. Фермы соединены между собой балками перекрытия и покрытия. Объемная решетчатая пролетная

конструкция (пролет в свету 37,6 м), (рис. 4в) опирается на два опорных блока с габаритными размерами в плане 10х3,6 м (рис. 4г).

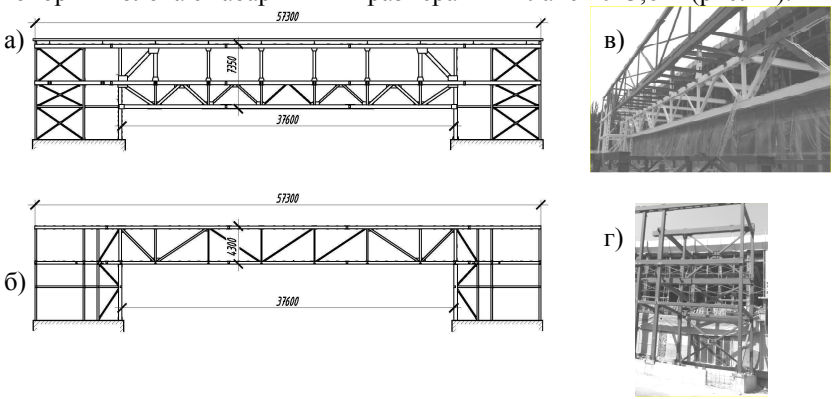



*Рис. 4 – Конструктивная схема портальной решетчатой конструкции, где а - внутренняя ферма; б - ферма с фасада пристройки; в - решетчатая пролетная конструкция; г – опорный блок*

Для повышения надежности существующих конструкций выполнено классическое усиление колонн обоймой из прокатных уголков (L100х10), установленных по граням железобетонных колонн. Для обеспечения устойчивости уголки соединены планками из листового металла толщиной 10 мм с шагом 1,0 м по высоте. Для обеспечения совместной работы металлической обоймы и железобетонной конструкции предусматривался предварительный нагрев планок с последующей сваркой их с уголками обрамления. Усиление выполнено не по всей высоте колонны, а в местах возникновения наибольшего изгибающего момента. Выявленные закладные детали существующих железобетонных колонн позволили дополнительно закрепить обойму усиления на железобетонной конструкции через уголки (планки). Конструкция усиления дает возможность устройства опорного элемента балок пристроек без дополнительных мероприятий (рис.5).

Разделение работы пристроек и основного здания было выполнено на начальных этапах, а именно устройство отдельных жестких фундаментов. Для одной пристройки потребовалось выполнить два отдельных монолитных блока фундаментов. При этом подбор габаритов фундамента учитывал фактическое положение существующих фундаментов, физические, прочностные и деформационные свойства грунтов основания и конструктивной

особенности каркаса пристройки. Принятые габариты фундаментов обеспечивают полный контакт фундамента с основанием, а максимальные давления не превышают даже расчетного сопротивления грунта основания [2].

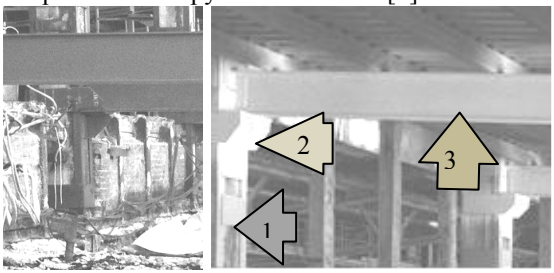



*Рис. 5 - Узлы крепления балок пристройки к существующим железобетонным колоннам здания, где 1 - конструкции усиления; 2 - опорный элемент; 3 - балка пристройки*

Для организации сообщения с основным помещением спортивной арены предусмотрено монолитное железобетонное перекрытие по металлическим балкам. С целью сокращения веса монолитной железобетонной плиты конструкция выполнена ребристой в несъемной опалубке. В качестве несъемной опалубки принят оцинкованный профилированный лист с высотой гофры 128 мм. Указанное перекрытие примыкает к существующему зданию через деформационный шов (рис. 6).

*Рис. 6 – Примыкание перекрытия к существующему зданию, армирование плиты перекрытия в пристроенной части здания*

*Заключение.* При проектировании и реконструкции ДС «Дружба» были решены следующие задачи: конструктивно-технологические решения приняты в сжатые сроки, т.к. нельзя было нарушить график работы спортивного комплекса, привязанный к календарю игр хоккейной лиги; учет конструктивных особенностей старого здания и его расположения в уже сложившейся застройке; здание такого типа

представляет собой комплекс взаимосвязанных инженерных систем и коммуникаций, заключенных в архитектурный объем с сетью коридоров, фойе, входных групп, путей эвакуации, сложность заключается в пристройке дополнительных помещений не малой площади, которые должны быть включены в эту систему и при этом соответствовать всем строительным нормам.

*Рис. 7 – Вид ДС «Дружба» после реконструкции*

Положительный опыт реконструкции ДС «Дружба» в г. Донецке (рис. 7) возможно применить в других подобных сооружениях, построенных на территории бывшего СССР. Принимая во внимание основной принцип реконструкции – независимое конструктивное решение пристроек дает широкие возможности реконструкции с увеличением пристраиваемых объемов учитывая существующее состояние конструкций арены, вертикальную планировку площадки вокруг арены, дополнительные требования Заказчика и пр.

*Литература:*

1. Обследование и испытание сооружений / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский, И.А. Горбунов, В.А. Волохов; под ред. О.В. Лужина. – М.: Стройиздат, 1987. – 263 с.

2. ДБН В.2.1.-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 11с.

3. ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций производственных зданий и сооружений находящихся в эксплуатации. – К.: Укрархстройинформ, 1995. – 46 с.

4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71с.

5. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. – 31с.

УДК 624.072

# ПРИМЕНЕНИЕ СОЕДИНЕНИЙ НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЁНОГО ШПОНА (LVL)

## USE OF COMPOUNDS GLUED-IN RODS IN THE CONSTRUCTIONS MADE OF UNIDIRECTIONALLY LAMINATED VENEER LUMBER (LVL)

*Д.т.н.* ***Турковский С.Б.****, к.т.н.* ***Погорельцев А.А.****,*
*инженер* ***Родионов А.Е.*** *(Москва, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, НИЦ «Строительство»)*
*Doctor of engineering* ***Turkovsky S.B.****, PhD in engineering* ***Pogoreltsev A.A****, engineer* ***Rodionov A.E.*** *(TsNIISK of V.A. Kucherenko, R&DC «Stroitelstvo»)*

**Аннотация.**

Одной из основных проблем применения нового строительного материал в виде многослойных клеёных плит из лущёного шпона (LVL) является отсутствие нормативной базы. Приведены результаты обследования первого объекта с балками из LVL, выполненного по проекту ЦНИИСК с использованием вклеенных стержней. Приводятся некоторые результаты испытания вклеенных стержней.

**Abstract.**

The major problem for using laminated veneer lumber in Russia is the absence of official construction norms and regulations. The article contains results of the inspection for the first building in Russia, built using glued-in bars of TSNIISK system in LVL carry beams. Some results of glued-in bars tests are sited.

Перспективный конструкционный строительный материал в виде многослойных клеёных плит из лущёного шпона (LVL) выпускается в России в г. Югра и в г. Торжке (под названием «Ultralam»). Несмотря на значительные мощности предприятий ( в Торжке 120 тыс.м$^3$ в год), в несущих конструкциях LVL используется в незначительных объемах. Одна из причин этого состоит в недостаточном уровне исследований

конструкций и соединений из этого материала и отсутствии нормативной базы.

Из комплексной программы исследований, разработанной совместно Югорским комбинатом и ЦНИИСК, разработан лишь один этап, в частности, определены физико-механические характеристики. В 2010г совместно с комбинатом в г. Торжке ЦНИИСКом разработан СТО на «Ultralam», содержащий общие технические требования и физико-механические характеристики [1]. Полученные данные включены в актуализированную редакцию СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции». [2]

Отсутствие опыта и достаточной нормативной базы сдерживают применение LVL в несущих конструкциях. Возможности проектировщиков пока ограничиваются балками пролетом до 18 м и простейшими фермами. Для расширения номенклатуры и создания новых форм конструкций необходимы исследования различных соединений и узлов.

С целью обоснования некоторых технических решений в ЦНИИСК для разработки и применения конструкций из LVL производятся исследования соединений на вклеенных стержнях по аналогии с такими же соединениями в деревянных конструкциях [3].

Так, совместно с ЛенНИИпроект (Клокова Е.В.) в ЦНИИСК (Филимоновым А.) были разработаны проекты каркасов покрытий зальных помещений корпуса 16, школы в Санкт-Петербурге (Юго-Западная Приморская часть, квартал 20). Несущими конструкциями в залах являются балки из LVL пролетом до 18 м и прогоны составного по ширине сечения (рис.1). Гимнастический зал размером 9х18 м перекрыт односкатными балками пролетом 9 м сечением 4(60х90). В бассейнах размером 14.6х30 м 14.6х12 м, разделенных перегородкой, используются балки пролетом 14.6 м линзообразного очертания выпуклостью вниз сечением 3(75х1280) с консолями снаружи для устройства карнизов (рис.2.а). Универсальный спортивный зал 18х30 м перекрыт 2-скатными балками сечением 4(75х1200). В средней части балок по всей длине зала устроен световой фонарь шириной 3 м (рис.2.б). В покрытии актового зала (18х24м) применены также 2-скатные балки пролетом 18 м сечением 4(75х1200), но скрытые акустическим потолком.

Во всех залах балки опираются на ж.б. колонны с шагом 6м. Одна из опор – шарнирно-подвижная. На балки в одном уровне с шагом до 1,4 м опираются прогоны спаренного по ширине сечения 2(75х250). Для опирания прогонов, к балкам приклеены черепные бруски, сечением 75х250, усиленные стержнями, вклеенными перпендекулярно пласти.

По технологическим соображениям и для защиты от увлажнения по швам сплачивания, плиты LVL сплачивались между собой с запрессовкой ж.б. блоками.

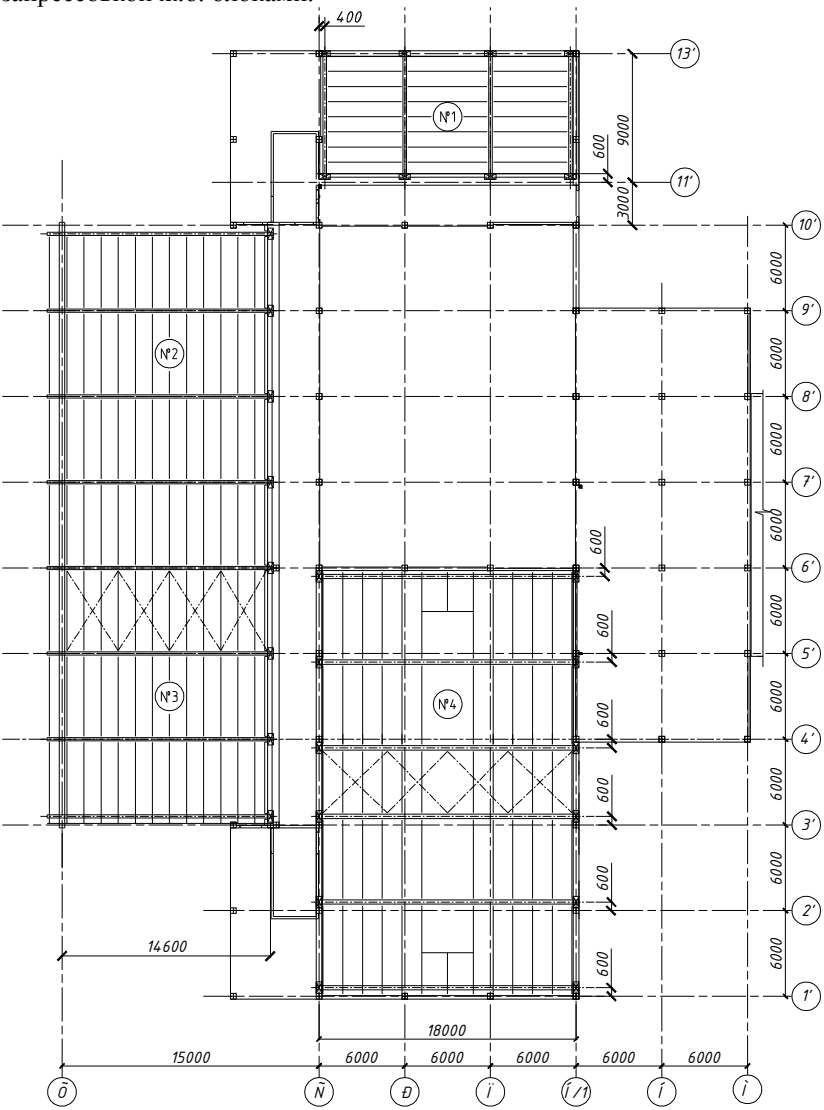



Рисунок 1: Схема расположения балок перекрытия.

Рисунок 2: Общий вид балок покрытия: а – линзообразные большого бассейна; б – двускатные спортзала

Через год после ввода школы в эксплуатацию, сотрудниками ЦНИИСК и ЛенНИИпроект были проведены обследования несущих конструкций покрытий упомянутых залов. В задачи работы входило выяснение причин образования трещин по плоскости сплачивания плит, состояния конструкций и анализ первого опыта применения LVL для составных по ширине балок на вклеенных стержнях, а также влияние условий эксплуатации.

Заметим, что из-за отсутствия надежной технологии склеивания плит по пласти, вклеенные стержни выполняли основные функции в соединениях черепных брусков, воспринимающих все нагрузки от покрытия.

Сплошным визуальным осмотром выявлялись конструкции с характерными дефектами, которые затем обследовались непосредственно с строительных лесов зондированием, замерами длин и раскрытий трещин, параметров режима эксплуатации и т.д.

Было установлено, что многие балки по швам сплачивания на нижних гранях имели трещины разной протяженности и глубины. Отметим, что поперечные связи в виде вклеенных стержней были расположены в один ряд в только верхней части балок. В нижней части такие связи не предусматривались. Наибольшее раскрытие трещин было зафиксировано в балках бассейна для детей младших классов, около 6 мм, на длине до 3 м, глубиной до 40 см (рис.3). В большом бассейне максимальное раскрытие трещин не превышало 4 мм при меньшей протяженности. В спортзалах относительная длинна трещин был значительно меньше. Относительная влажность внутреннего воздуха во время обследований (август 2012) составляла около 70%, температура около 21°С, при отсутствии воды в бассейнах.

Рисунок 3: Трещина по плоскости сплачивания

Анализ результатов подтверждает вывод, что причины дефектов, вызванные колебаниями влажности воздуха (до25%) в относительный сезон и (до70%) во время каникул для зальных помещений. В бассейнах наоборот, влажность воздуха при отсутствии воды в ваннах летом ниже, чем зимой (при заполненных ваннах). Это приводит к неравномерному распределению влажностных деформаций на поверхности клееного пакета и внутри по швам сплачивания, т.е. к короблению и разрыву по этим швам. Расслоений по швам между слоями шпона обнаружено не было.

Наибольшие деформации зафиксированы в малом бассейне, где условия эксплуатации самые жесткие в сравнении с другими залами. Такой механизм коробления характерен для всех балок и зависит от сезонных колебаний влажности воздуха.

Упомянутые дефекты на несущую способность балок влияния не оказывают, но было решено их устранить с помощью шурупов, а в новых балках для другой школы ( в квартале 17) для предупреждения коробления использовать вклеенные стержни перпендикулярно боковой поверхности вдоль нижней грани балок. Вместе с тем, для балок новой школы потребовалось произвести сплачивание плит «ULTRALAM» по ширине, для наращивания балок по высоте сечения, также с помощью вклеенных стержней, установленных наклонно по углом 45° к направлению шпона, выполняющих функцию связей сдвига составного элемента.

С целью подтверждения возможности применения соединений на вклеенных стержнях для LVL в ЦНИИСК были проведены экспериментальные исследования 4-х серий опытных образцов влажностью 9% на продавливание в соответствии с рекомендациями по испытанию соединений деревянных конструкций [4] как соединений I группы:

1 серия - стержни вклеивались под углом α к направлению шпона в его плоскости α=90°, 10 шт.

2 серия – α=45°, 10 шт.

3 серия – α=0°, 10 шт.

4 серия – стержни перпендикулярно к плоскости плиты, 4 шт.

Предварительно были проведены пробные испытания образцов аналогично серии 1 (α=90°) в количестве 16 шт. Для сравнения результатов параллельно были изготовлены и испытаны 2 серии подобных образцов из клееной древесины (аналогично сериям №1 и №2) по той же методике и при тех же параметрах образцов.

Для исследования использовался материал «ULTRALAM R», сорта G2 толщиной 75 мм с числом параллельных слоев 25, арматурные стержни Ø16 А400, клей ЭД20 с отвердителем ПЭПА. Длина вклеивания принималась 80 мм (5d). При соотношении $l_{вк}/d = 5$ распределение касательных напряжений по поверхности приближается к равномерному. Вклеивание производилось в глухие отверстия Ø20 мм с пробками из полистирола в конце, для устранения сопротивления смятию в торце при продавливании.

Испытания проводились на 10-тонном прессе «SHOPPER» ступенями по 500 кг. Деформации измерялись индикаторами часового типа (С = 0,01 мм). Результаты испытаний приведены в таблице.

*Таблица* – Результаты испытаний стержней, вклеенных в LVL

| № серии | α° | Кол-во шт. | Разрушающая нагрузка, кН | Предел прочности клеевого шва, $\tau^{вр}$, МПа | Вариационный коэффициент | Податливость $\lambda = \frac{\Delta}{P_2}$, мм/кН |
|---|---|---|---|---|---|---|
| I | α=90° | 10 | 49,5 | 9,85 | 9,9 | 0,0135 |
| II | α=45° | 10 | 42,1 | 8,37 | 12,2 | 0,0145 |
| III | α=0° | 10 | 25,4 | 5,05 | 9,3 | 0,0165 |
| IV | α=90° к плоскости листа | 4 | 27,5 | 5,47 | | |

Общие выводы:

Применение LVL в несущих конструкциях сдерживается из-за недостаточного объема исследований в области соединений материала.

ЛенНИИпроект совместно с ЦНИИСК разработаны и эксплуатируются балки пролетом до 18 м с соединениями на вклеенных стержнях.

Натурные обследования балок в различных условиях эксплуатации выявили необходимость сплачивание плит по ширине и обеспечение стабильной относительной влажности воздуха не менее 45%.

Экспериментальные исследования соединений LVL на вклеенных стержнях подтвердили их эффективность при углах вклеивания $\alpha=90°$ , $\alpha=45°$ и $\alpha=90°$ к боковой поверхности.

Несущая способность при $\alpha=0°$, как и для древесины, почти в 2 раза ниже, а разрушение носит хрупкий характер.

Сравнение результатов испытаний соединений из LVL и древесины показывает близкие значения прочности клеевого шва.

Угол наклона стержней диаметром 16 мм к волокнам оказывает незначительное влияние на кратковременную податливость, которая для практических расчётов может быть принята равной 0,015 мм/кН.

Использование соединений на вклеенных стержнях расширит область применения LVL в несущих конструкциях.

*Список литературы*

1. СТО 36554501-021-2010 «Деревянные конструкции. Многослойный клеёный из шпона материал Ultralam (Ультралам). Общие технические условия». – М., 2010. – 13 с.

2. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. - М., 2011. - 87 с.

3. Турковский С.Б., Погорельцев А.А. Создание деревянных конструкций системы ЦНИИСК на основе наклонно вклеенных стержней //Промышленное и гражданское строительство. - 2007, - №3. – С. 6 – 8.

4. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / Под ред. Ю.М. Иванова. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981. – 40 с.

УДК 624.072

# ПРИМЕНЕНИЕ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОКРЫТИИ ЛЕГКОАТЛЕТИЧЕСКОГО МАНЕЖА МГСУ

# The application of glued wood structures in covering of athletics arena MGSU.

*Зам.зав.ЛДК Филимонов М.А. (ЦНИИСК, Москва)*
*Filimonov M.A. (TSNIISK, Moscow)*

В статье рассматриваются преимущества применения клееных деревянных конструкций в общественных зданиях спортивного назначения и в качестве примера описывается проект покрытия легкоатлетического манежа МГСУ выполненный сотрудниками ЦНИИСК.

Ключевые слова: клееные деревянные конструкции, общественные здания спортивного назначения, проект манежа МГСУ.

In the article one can find the advantages of application of glued wood structures in public sport buildings and as an example the project of covering structures of athletics arena MGSU developed by specialists of TSNIISK is described.

Keywords: glued wood structures, public sport buildings, project of arena MGSU.

Можно с уверенностью сказать, что общественные спортивные здания являются именно той областью, где применение КДК более предпочтительно и обусловлено требованиями к строительным конструкциям зданий этой области.

В современном мире к несущим строительным конструкциям и интерьерам общественных зданий спортивного назначения предъявляются повышенные эстетические и функциональные требования. Удобство и комфорт должны сочетаться с красотой и выразительностью находящихся в интерьере конструкций. Большое значение и популярность имеет натуральность применяемых материалов, их экологичность, возможность выполнение большепролетных конструкций любого (прямолинейного и криволинейного) очертания. В связи с этим, широкое применение в

указанной области находят КДК, обладающие набором подходящих свойств и преимуществ по сравнению с другими строительными конструкциями. К очевидным преимуществам следует отнести эстетическую выразительность, простоту обработки материала и возможность получения любых форм, довольно высокую прочность при малом весе, высокую теплоемкость и огнестойкость конструкций, их сейсмостойкость и многие другие.

Долгое время применения КДК в большепролетных конструкциях сдерживалось из-за технологических и транспортных ограничений. В настоящее время успешно применяется метод соединения элементов и выполнения узлов КДК на наклонно-вклеенных стержнях «Система ЦНИИСК». Данная система включает в себя стыки и узловые сопряжения элементов для всех основных видов напряженного состояния и позволяет разрабатывать новых конструктивные решения и формы, включая большепролетные.

Следует отметить, что особенностью клееных деревянных конструкций является условие нормальной эксплуатации - поддержание относительной влажности воздуха на уровне не менее 45%.

Учет в процессе проектирования возможных недостатков (анизотропия свойств, гигроскопичность, воспламеняемость, способность к загниванию и др.) и особенностей конструкций из КДК, а также высокое качество самих КДК позволяет выполнять здания отвечающие всем современным требованиям, с более эффективными конструкциями (по сравнению чем с металлическими), особенно при больших пролетах (до 100м), в том числе и в сейсмических районах.

В отечественном и зарубежном строительстве имеется множество удачных примеров применения КДК в катках, рынках, спортивных, выставочных, актовых и других залах. Одним из современных примеров является проект каркаса покрытия из клееной древесины манежа Московского Государственного Строительного Университета.

Манеж размерами в плане 48х130 м перекрыт трехшарнирными арками кругового очертания с внутренним радиусом изгиба 45 м и стрелой подъема в ключе 8,5 м. Распор от арок воспринимается монолитными железобетонными пилонами, установленными с разными интервалами (шагами) – 6 и 7,2 м.

На верхние грани арок с шагом 3,8 м опираются клееные деревянные прогоны разрезной конструкции сечением 140х600 мм, по которым устраивается невентилируемое совмещенное покрытие.

В средней части манежа на арки опирается многогранный ребристый купол фонаря диаметром около 26 м. Купол имеет

архитектурное предназначение и предусмотрен светопрозрачным с ограждением из панелей многокамерного поликарбоната.

На крайних к торцам участках покрытия предусмотрено по два фонаря ромбообразной формы с большой диагональю вдоль арок и малыми диагоналями вдоль конька.

Все фонари устраиваются после монтажа арочного каркаса манежа, установки прогонов и крестовых связей жесткости в связевых блоках.

Основные арки покрытия приняты сечением 2х140х1600 мм по большей грузовой площади. Арки, поддерживающие средний фонарь – купол, приняты усиленного спаренного сечения 3(140х1600) мм. Опорные и коньковые узлы арок устроены по «системе ЦНИИСК» с применением вклеенных стержней. По длине арок принято поперечное армирование.

Основной особенностью конструкции покрытия является наличие фонарей. Разные шаги арок привели к необходимости устройства фонарей с разными гранями. Средний фонарь в виде ребристого купола опирается на многогранное неравностороннее деревянное кольцо в горизонтальной плоскости. В коньковой части покрытия кольцо закрепляется непосредственно к аркам, а на другие арки кольцо опирается посредством стальных разновысоких стоек. Стойки закреплены на верхних гранях арок с помощью деревянных подкладок и закладных деталей на вклеенных стержнях.

Меридиональные ребра купола сечением 140х850 мм опираются на закладные детали кольцевого элемента и фиксируются противоветровыми шайбами. Распор от ребер купола передается на замкнутое многогранное кольцо в виде стальной сборной затяжки из трубы Ø140х15 мм. Участки затяжки между ребрами свариваются на монтаже с косынками в нижней части ребер и заанкерены в них с помощью вклеенных стержней.

Верхнее опорное кольцо купола устроено стальным диаметром 1 м и соединяется с ребрами купола путем сварки закладных деталей и уплотнения зазоров по торцам полимербетоном.

Пространственная жесткость каркаса купола обеспечивается системой крестовых связей в секторах и деревянными прогонами с шагом 1 м, по которым предусмотрена укладка панелей прозрачного поликарбоната типа «DANPOLON» с изгибом их по цилиндрической поверхности.

Сложная форма участка купола между нижним кольцом и цилиндрической поверхностью покрытия обеспечивается дополнительными деревянными элементами, как продолжением

меридиональных ребер, с опиранием их на кольцо купола и на прогоны между арками с торцовкой по месту. Образовавшееся внутреннее (чердачное) пространство между дополнительными ребрами и покрытием с опорными стальными стойками надежно защищает последние от промерзания и позволяет организовать пространственные конструкции, открытые в интерьере зала.

В настоящее время проводятся работы по изготовлению и монтажу деревянных конструкций каркаса покрытия манежа. По окончанию строительства здание станет украшением учебного комплекса корпусов МГСУ.

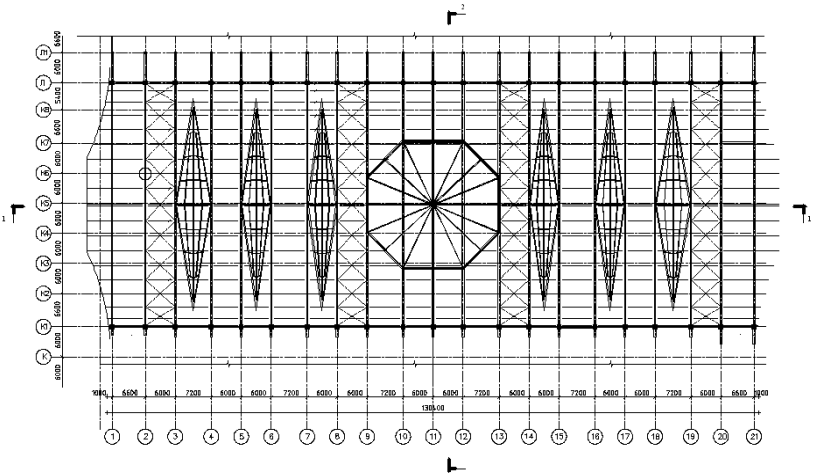


Рис. 1. Схема покрытия манежа

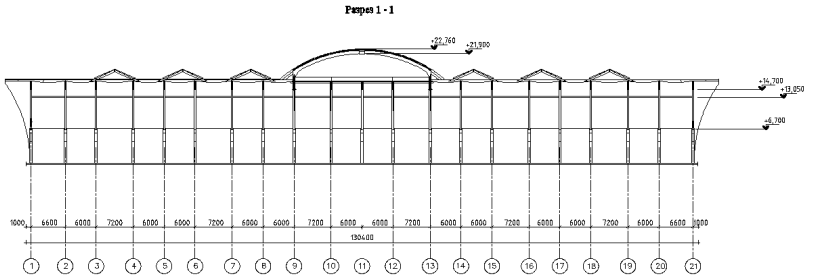



Рис. 2 . Продольный разрез манежа

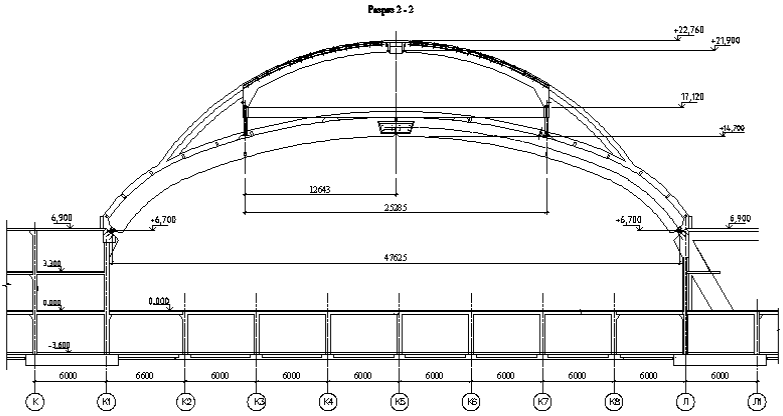



Рис. 3. Поперечный разрез манежа

Рис. 4. Монтаж клееных деревянных арок манежа

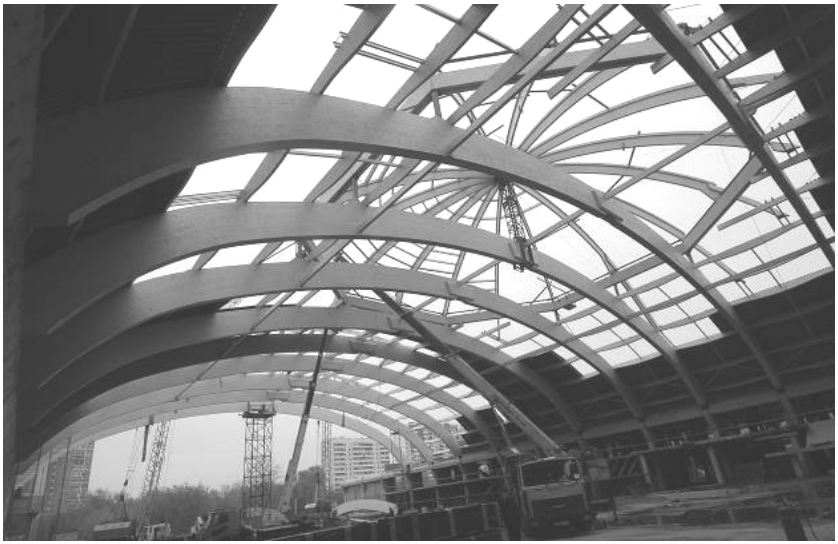


Рис. 5. Монтаж клееных деревянных арок манежа

Рис. 6. Общий вид манежа

**УДК 624.011**

# КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВОГО СОЕДИНЕНИЯ КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТОГО СВОДА

# ENGINEERING OF THE NODAL CONNECTION OF THE RETICULATED VAULT

*Асп.* ***Хабибулин А.Н.****, маг.* ***Жгалли Шариф****, д.т.н., проф.* ***Стоянов В.В.*** (*Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

***Khabibulin A.N., Jgalli Sharif, Stoyanov V.V.*** (*The Odessa State Academy of Building and Architecture)*

**Аннотация.** Рассматривается конструирование нового узлового соединения деревянного кружально-сетчатого свода с использованием металлических зубчатых пластин, и исследуются особенности его напряженно-деформируемого состояния.
**Ключевые слова:** Кружально-сетчатый свод, металлическая зубчатая пластина.

**Summary.** Engineering of the new nodal connection of the wooden reticulated vault using metal gear plates and features of their stress-strain state are considered.
**Keywords:** Reticulated vault, metal gear plate.

Наряду с получившими широкое распространение плоскостными несущими конструкциями, большой интерес представляют также объемные пространственные системы. Благодаря своей архитектурной выразительности, технологичности возведения и удобству эксплуатации в мировой практике большое распространение находят деревянные кружально-сетчатые своды (рис. 1). Достоинства кружально-сетчатых сводов сводятся к следующим:

- пространственная работа при многократной статической неопределимости (многосвязности системы), гарантирующая перераспределение усилий в стержнях при внезапном разрушении некоторых из них;
- однотипность узлов и элементов;
- разборность конструкций без разрушения их элементов;
- сочетание легкости с высокой несущей способностью;

▪ облегчение конструкций кровельного покрытия и подвесных потолков благодаря частому расположению необходимых опорных точек.

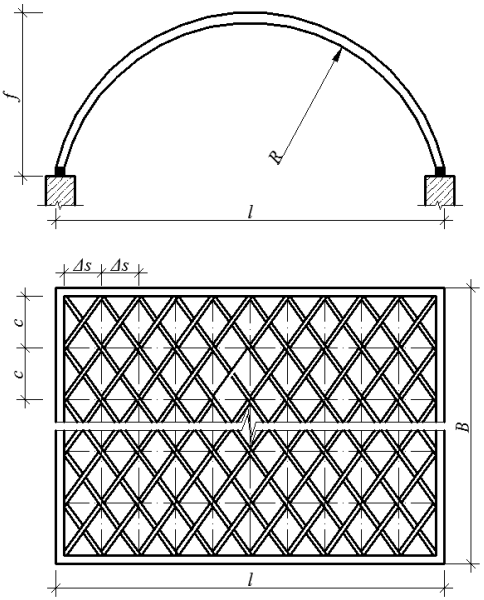



Рис. 1. Кружально-сетчатый свод с косоугольной сеткой: поперечный разрез, план.

Наибольшее распространение в практике отечественного и зарубежного строительства получили кружально-сетчатые своды с узлами на шипах (системы С. И. Песельника) и с узлами на болтах (системы Цолльбау) [1].

Недостатками этих узлов являются: опасность раскалывания косяков, что приводит к необходимости увеличения их длины, для того чтобы уменьшить поперечную силу, вызывающую эту опасность; сложность в изготовлении, связанную с устройством шипов и прямоугольных гнезд; смятие древесины соединяемых элементов болтами в процессе монтажа и эксплуатации; так как диаметр гнезда приходится делать больше диаметра болта на 4 мм из-за несовпадения оси болта с осью гнезда, то это исключает работу болта как нагеля и опорная реакция в своде передается силами трения между торцами набегающих косяков и боковыми гранями сквозных косяков, что немного повышает опасность раскалывания косяков.

В процессе конструирования возникает необходимость запроектировать узловые соединения косяков кружально-сетчатого свода, которые обеспечивая повышение прочности и жесткости узла, исключили бы опасность раскалывания косяков и смятие древесины болтами.

Поставленная задача решена в узловом соединении косяков с использованием металлических зубчатых пластин (МЗП), с отверстиями под болты, установленных попарно с обеих сторон по концам и вблизи середины с обеих сторон косяков (рис. 2) [3]. При этом набегающие элементы примыкают торцами к пластям сквозного элемента. В каждом узле сетки два набегающих косяка соединяются со сквозным косяком с помощью металлических уголков и болтов (рис. 3).

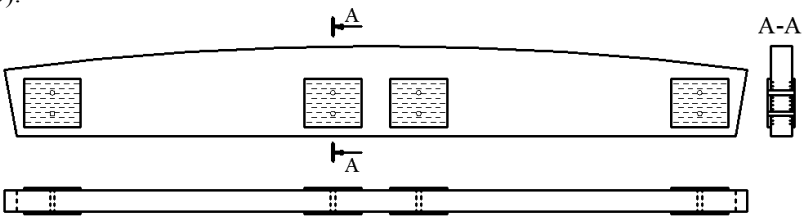



Рис. 2. Тип косяка цельного сечения

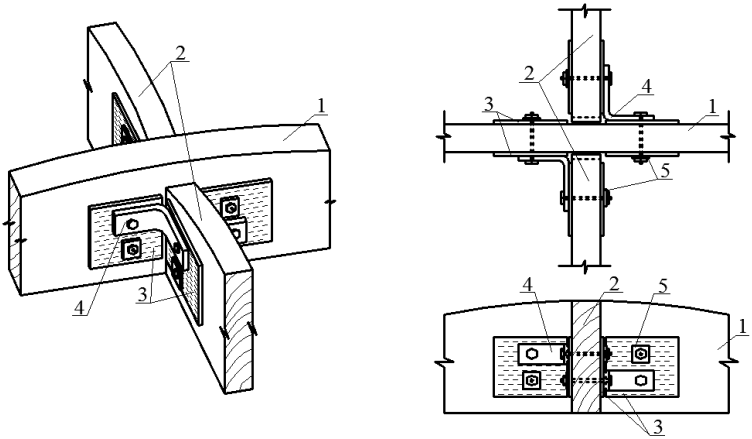



Рис. 3. Соединение косяков с использованием металлических зубчатых пластин: 1 – сквозной косяк; 2 – набегающий косяк; 3 – МЗП; 4 – металлический уголок; 5 – шайба.

Узловое соединение (рис. 3) достаточно сложно для расчета, и существующие общепринятые приближенные методики не приводят к

удовлетворительным результатам. Объективно оценить работу с учетом особенностей узлового соединения косяков возможно только при помощи современных программных комплексов. Поэтому выполнено твердотельное моделирование узла деревянного кружально-сетчатого свода с использованием программно-вычислительного комплекса ANSYS 14.5.

Архитектурную форму свода определяет направляющая кривая, в данном случае свод круговой (циркульный) с расчетным пролетом 18 м и высотой подъема 7 м. Выбор профиля свода круговым (обладающим постоянной кривизной) был обусловлен необходимостью обеспечить однотипность элементов и единообразие узлов. Сетчатый свод сформирован в виде ромбической решетки. Сечение косяков 60х250 мм. Кровля выполнена из поликарбоната толщиной 10 мм. Болты принимаются диаметром 12 мм.

С помощью расчета кружально-сетчатого свода по схеме трехшарнирной арки были установлены внутренние усилия в узлах: изгибающие $M_{изг}$ = 8,15 *кНм* и крутящие $M_{кр}$ = 0,1 *кНм* моменты, поперечные $Q$ = 0,60 *кН* и продольные $N$ = 12,63 *кН* силы. С учетом того, что крутящий момент погашается обшивкой, а продольные усилия в поперечных ребрах воспринимаются болтами и металлическими зубчатыми пластинами, методикой расчета предусматривается приложение в узловом соединении изгибающего момента и поперечной силы [2]. Анализу были подвергнуты две расчетные модели. Принятые схемы загружения обеспечивают расчетные усилия:

- в первой модели от действия $M_{изг}$. Продольное ребро закрепляется жестко между двумя неподвижными опорами, а к краю поперечного ребра прикладывается сосредоточенная нагрузка. В месте стыка образуется изгибающий момент, величина которого равна:

$$M_{изг} = P \cdot e$$

где: $e$ – расстояние от центра приложения нагрузки до торца поперечного ребра [2].

Для предотвращения смятия древесины в месте приложения нагрузки используется распределительная пластина размером 60х100 мм. Максимальные нормальные напряжения, возникающие в МЗП, достигают 319 МПа (рис. 4), а в древесине косяков – 38,7 МПа (рис. 5).

Наибольшее суммарное перемещение узла равно 40,9 мм (рис. 6). Максимальные нормальные напряжения в древесине возникли в сквозном косяке в районе примыкания набегающего косяка, где происходит смятие древесины (рис. 7).

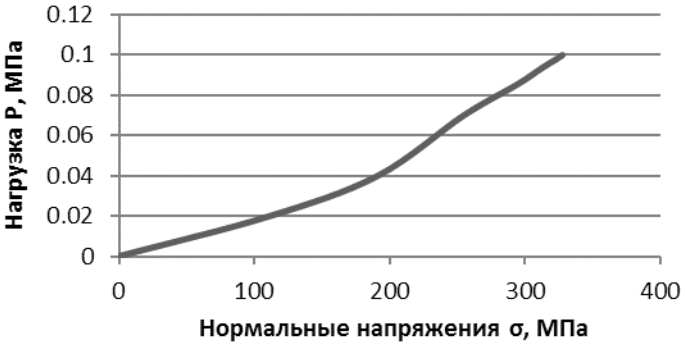



Рис. 4. График зависимости нормальных напряжений σ в МЗП от приложенной нагрузки P.

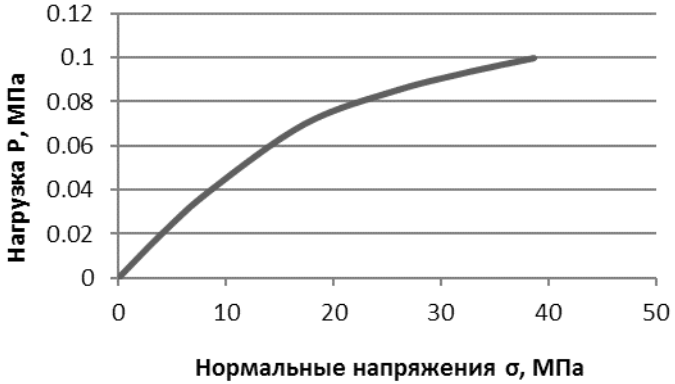



Рис. 5. График зависимости нормальных напряжений σ, возникающих в древесине косяков от приложенной нагрузки P.

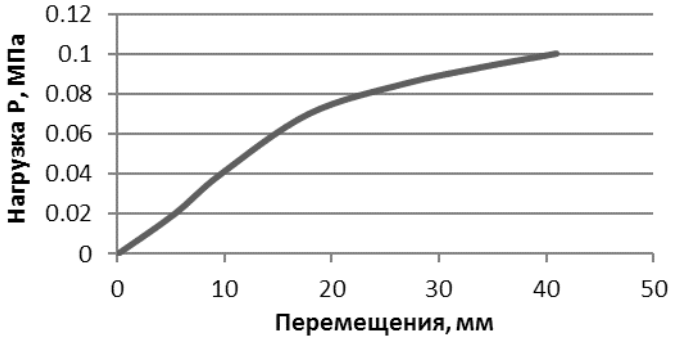



Рис. 6. График зависимости перемещений от приложенной нагрузки P.

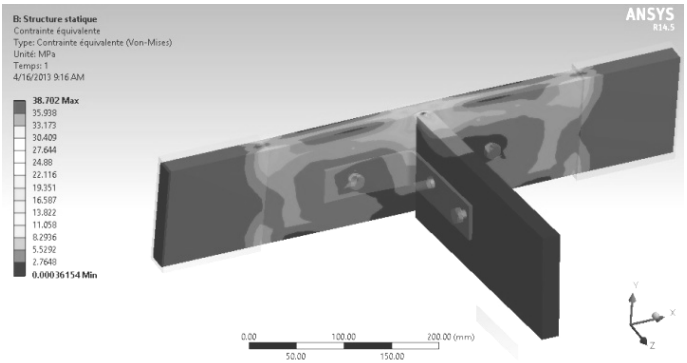



Рис. 7. Изополя нормальных напряжений древесины первой расчетной модели.

▪ во второй модели от действия поперечной силы *Q*. Продольное ребро также закрепляется жестко между двумя неподвижными опорами, а сосредоточенная нагрузка прикладывается непосредственно к торцу поперечного ребра [2].

Максимальные нормальные напряжения возникают в МЗП, и составляют 344 МПа (рис. 8), а максимальное суммарное перемещение узла равно 10,7 мм. Наибольшие напряжения возникли в МЗП сквозного косяка (рис. 9).

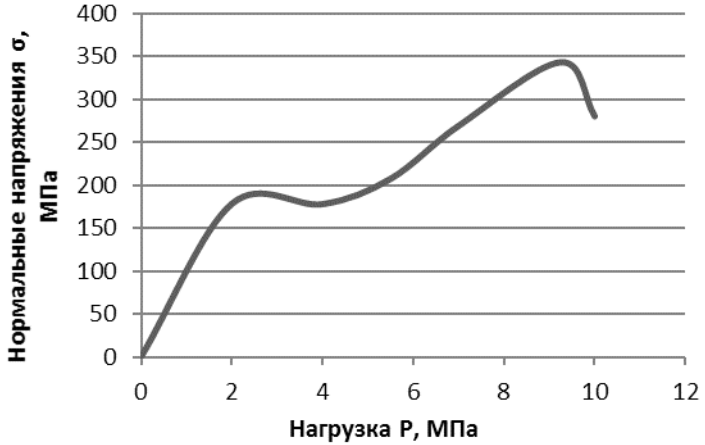



Рис. 8. График зависимости возникающих в МЗП нормальных напряжений σ от приложенной нагрузки P.

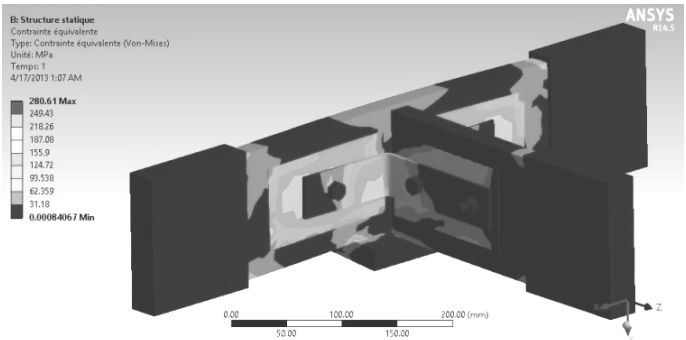



Рис. 9. Изополя нормальных напряжений второй расчетной модели.

Выводы:

1. На расчетных моделях исследованы особенности напряженно-деформируемого состояния узла деревянных кружально-сетчатого свода с учетом анизотропии материала и сил трения по плоскости сопряжения сквозного и набегающего косяков.

2. Оценка полученных перемещений и деформаций элементов узла кружально-сетчатого свода с помощью расчета компьютерной трехмерной модели и приближенного расчета по схеме трехшарнирной арки свидетельствует о хорошем численном соответствии результатов, что полностью подтверждает справедливость предложенного подхода к расчету рассматриваемых конструкций и позволяет рекомендовать использование такой модели при проектировании. Трехмерная модель по сравнению с приближенным расчетом позволяет расширить представление о работе узла и определить более точные значения деформаций и перемещений.

*Список литературы:*

1. Конструкции из дерева и пластмасс / [Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев и др.]; под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – [5-е изд.]. – М.: Стройиздат,1986. – 543 с.

2. Конструкции сельскохозяйственных зданий и сооружений / В.В. Стоянов, В.А. Бондарь, В.Г. Иевенко, В.В. Гузовский. – Кишинев: Штиинца, 1987. – 138 с.

3. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. – М.: ВНИИИС, 1983. – 40 с.

**УДК 624.014**

# ВЛИЯНИЕ «КОНСЕРВАЦИИ» ТРЕЩИН НА ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ

## NFLUENCE "CONSERVATION" CRACK ON THE VALUE OF STRESS INTENSITY FACTOR

*К.т.н., асс.* ***Хоменская А.В.*** *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

*Ph.D.,as.* ***Khomenska A.*** *(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)*

**Аннотация**

В данной статье приводятся результаты численного исследования стальных пластин с искусственной поперечной трещиной, усиленной углепластиковыми накладками.

**Ключевые слова**: углепластик, усиление, усталостная работа конструкций.

**Summary**

This article presents the results of numerical studies of steel plates with an artificial lateral crack reinforced carbon-fiber lining.

**Keywords:** carbon fiber, gain, fatigue work structures.

Известно, что появление трещины иее рост в конструктивном элементе является признаком возможного разрушения конструкции. В этом случае, если удастся каким-либо способом препятствовать удлинению трещины, то это может способствовать сохранению несущей способности. Особенно это важно для конструкций, находящихся под воздействием циклической нагрузки.

Оценка трещиностойкости конструкций обычно выполняется путем сопоставления критического коэффициента интенсивности напряжений $K_{1c}$ с коэффициентом интенсивности $K_1$, вычисляемым по

напряжениям, действующим в элементе конструкции с заданными размерами дефекта (трещины).

При определении напряжений и деформаций в конструкции, необходимо провести разбиение тела на мелкоразмерные элементы. Поведение элементов вблизи трещины эквивалентно асимптотическому поведению напряжений и деформаций. Затем, расчет сводится к решению системы линейных уравнений, выражающих равновесие узлов решетки. Вычислительные комплексы с помощью метода конечных элементов позволяют вычислить смещения и напряжения в узлах сетки разбиения.Численный расчет производился на базе вычислительного комплекса «Scad office».

Расчетная схема центрально растянутых образцов (вне зависимости от того, эталонный это образец либо с дефектом и др.) была представлена в виде пластины с шагом конечных элементов в один миллиметр. Предусматривалось выполнять постановку жестких связей по берегам трещины и соединение их углепластиком (рис.1.).

Толщина образца варьировалась и назначалась 3-5-8-10 мм.

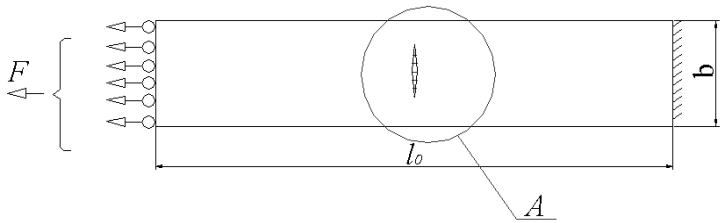



Рис 1. Расчетная схема образцов с постановкой углеродных холстов по образца.

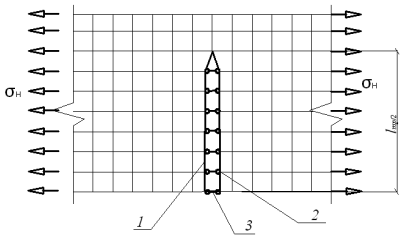



Рис. 2. Фрагмент А центральной части образца со схемой закрепления берегов трещины посредством постановки жестких связей. 1- трещина 2- жесткие связи по берегам трещины 3- углепластик между связями.

Размеры образцов были выбраны одинаковыми (*lxb*=250x50мм)и размеры поперечных трещин, устраиваемых в центральной части образца, размером 15x1мм.

Рассчитывались четыре типа образцов, отличающихся конструктивным решением. Это образцы без усиления, образцы с искусственной трещиной и образцы усиленные холстами из углепластика толщиной 0,13мм в 1, 2 и 3 слоя. Также варьировалась толщина образцов. Углепластиковые холсты использовали типа Sika Wrap, которые крепились между собой и к металлу на фирменном клее Sika CarboDur-330®. Для оценки влияния усиления необходимо просчитать коэффициент интенсивности напряжений в околотрещиновой зоне:

Таблица 1.

Величины коэффициентов интенсивности напряжений $к_1$

| Толщина образцов, мм | $К_1$, МПа·м$^{3/2}$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Образцы с трещиной | Усиление холстами углепластика | | |
| | | 1 слой | 2 слоя | 3слоя |
| 3 | 121 | 82 | 78,8 | 79,2 |
| 5 | 121 | 86,6 | 82,3 | 79,7 |
| 8 | 121 | 90,7 | 85 | 81,3 |
| 10 | 121 | 93 | 86,6 | 82,3 |

Отметим, что уже при номинальном напряжении $\sigma_н$=200МПа коэффициент интенсивности напряжения находится в интервале критической величины ($К_{1с}$): $к_1$=121МПа·м$^{3/2}$. Это обстоятельство указывает на то, что ресурс долговечности образца с трещиной в 15мм практически исчерпан. Результаты расчета коэффициента интенсивности напряжений, представленных в табл.1 относятся к случаю полного покрытия образца по всей площади двухсторонней накладки с определенным количеством холстов. Как видно из таблицы 1, во всех случаях загружения величина коэффициента интенсивности напряжения была меньше критического.

*Выводы*. Обратим внимание, что постановка накладки даже из одного холста углепластика позволяет снизить коэффициент интенсивности напряжений в образцах выбранной толщины.

Площадь накладки выбирали из условия равнопрочности по скалыванию за пределами трещины и разрыва по длине трещины. Результаты, приведенные в таблице 1, позволяют сделать вывод о том, что можно сократить расход углепластика, так как им предстоит накрыть только трещину в ее центральной части и за ее пределами на 30 мм, чтобы обеспечить жесткое закрепление в принятой нами схеме.

*Список литературы*

1. Стоянов В.В. «Консервация» трещин как способ продления срока работоспособности конструкции. В журнале «Промислове будівництво та інженерні споруди»,Киев, 2009, №4. – с. 22-25.

2. Хоменская А.В. Прочность и деформативность элементов металлическтх конструкций, усиленных углепластиком, при статическом и циклическом загружениях: дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук/Хоменская А.В. – Одесса:ОГАСА, 2012. - 145с.

3. Стоянов В.В. «Проблемы совершенствования комбинированных строительных конструкций с целью повышения их несущей способности» В сб.; Совр. стр. констр. Одесса, Врс, 2003, с. 4-11.

4. Стоянов В.В. «Новые подходы обеспечения несущей способности строительных металлических конструкций в полном объеме срока эксплуатации» В сб. VII Украинской НТК; Металлические конструкции, К. Сталь, с.286-292.

5. Стоянов В.В. «Металлические резервуары – некоторые проблемы проектирования и реконструкции» в сборнике Металлические конструкции, Д., УАМК, 2007, с.45-49.

6. Стоянов В.В., Мазин Ж. Алаид. Испытания на выносливость растянутых металлических образцов с нормальной искусственной трещиной. В сб. «Современные строительные конструкции из металла и древесины» О., Вр.с., 2008 с 51-58.

УДК 634.07

# ЖЕСТКИЕ СТЫКИ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB

# HARD JOINTS OF FLANGE BEAMS WITH WALL FROM OSB

**к.т.н. Чучмай С.М., д.т.н., проф., Стоянов В.В., к.т.н., доц. Коршак О.М. (ОГАСА)**

**S.M. Chuchmay, V.V. Stoyanov, O.M. Korshak**

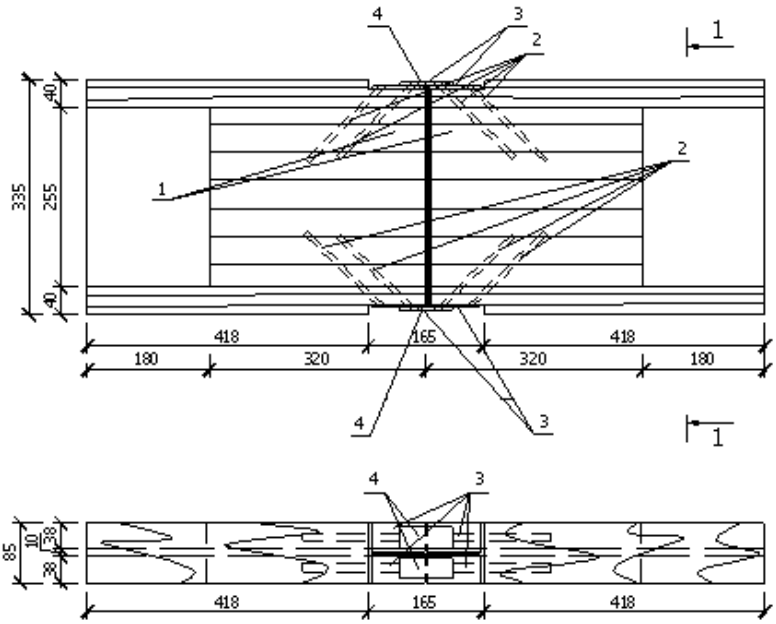
**Аннотация.** В статье рассматривается один из способов соединение двутавровых балок со стеной из OSB и некоторые конструктивные особенности таких балок.
**Ключевые слова:** балка с стенкой из OSB, напряжения, вклеенные стержни.

**Annotation**: In the article one of methods is examined connection of flange beams with a wall from OSB and some structural features of such beams.
**Keywords:** beam with a wall from OSB, tensions, tipped-in bars.

Деревянные двутавровые балки со стенкой из OSB успешно используются в строительстве.

Следует отметить, что особенности их конструирования не всегда учитываются. Здесь имеется ввиду выбор типа зубчатого стыка при наращивании деревянных поясов. Для несущих конструкций длина зуба должна быть не менее 20 мм при шаге 6 мм [1], [2]. В большинстве балок этого типа используют зубчатое соединение с длиной шипа вдвое меньших размеров, что часто приводит к неожиданному разрушению конструкции.

В отдельных случаях, когда возникает необходимость нарастить длину балки, оказывается, что нет примеров решения такого соединения для двутавровых балок со стенкой из OSB и поясами из деревянных брусков. На кафедре МД и ПК ОГАСА разработано и внедрено соединение по наращиванию двутавровых деревянных балок со стенкой из OSB. Конструктивное решение базируется на двух принципах – это установление в приграничной зоне соединительных




1-1

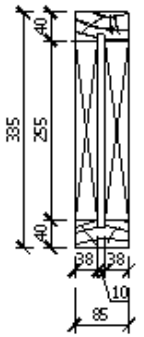



Рис. 1 Соединение двутавровой балки на вклеенных стержнях. 1-клеедощатая накладка;.2 – металлические стержни Ø12 мм; 3 – металлическая накладка 80х40х5; 4 – металлическая накладка 80х35х5.

парных деревянных накладок по стенке, что обеспечивает прямоугольное сечение и использование наклонных металлических стержней с металлическими накладками (система ЦНИИСК [3]) (Рис.1).

В расчете и экспериментальных исследованиях использовались соединение двутавровых балок длиной 1500 мм со стенкой из OSB с высотой сечения 335 мм, ширина полки 85 мм, высота полки 40мм, толщина стенки 10 мм.

Расчет соединения выполнялся с использованием комплексе ANSYS. Напряжения в клеевых соединения элементов конструкции устанавливались решением контактной задачи. Сварные соединения задавались при помощи «склейки» объемов. При расчетной нагрузке P=16 кН закладные металлические детали в сжатой и растянутой зоне узла работают в упругой стадии, напряжения в наклонных вклеенных стрежнях составляют 12 МПа. В местах соединения анкерных пластин с вклеенными стержнями наблюдается значительный рост напряжений в соединительной пластине (Рис.2).

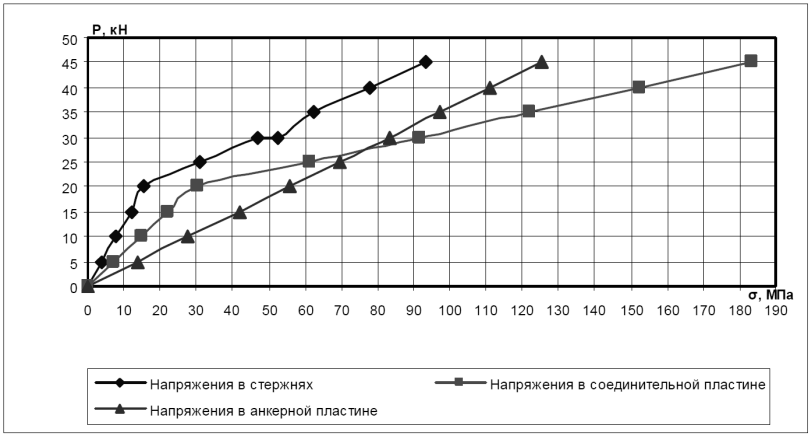



Рис.2. Расчетные напряжения в металлических элементах узла.

Разрушающей нагрузки P=40 кН в закладных деталях сжатой зоны вызываются деформации 0,63 мм и напряжения в анкерных пластинах 48 МПа, а в местах соединения анкерных пластин с вклеенными стрежнями напряжения составляют 90 МПа. В растянутой зоне сдвиг пластин незначительный и при расчетной нагрузке составляет 0,12 мм, а при разрушающей – около 14 мм. При нагрузке превышающей разрушающую в 1,5 раза расчет указывает на возможность скручивания двутаврового сечения.

Экспериментальные исследования проводились на испытательном стенде, предназначенном для испытания узловых соединений на изгиб. Загружение осуществлялось при помощи гидравлического домкрата. Ступени загружения составляли 1/10 от расчетной нагрузки. Выдержка после каждого последующего загружения составляла 10 мин.

Экспериментальные исследования подтвердили высокую способность таких стыков для двутавровых элементов. При расчетной нагрузке P=16 кН экспериментальный результат оказался близким к расчетной величине. В частности прогиб в центре составил 5 мм (1/300L) при расчетной величине 5,2 мм, нормальные напряжения при расчетной нагрузке оказались около 10 МПа при расчетной величине 10,4 МПа. Признаки разрушения появились при нагрузке почти втрое превышающей расчетную – 44 кН.

Результаты экспериментальных исследований подтверждают расчетные предпосылки. Однако, необходимы дополнительные исследования таких узловых соединений для установлений возможности ограничения габаритов отдельных деталей конструкции.

Литература

Стоянов В.В. «OSB – плити в Україні: проблеми й перспектив». В газеті «Деревообробник» №4 (214) Львів, 2009 розділ А с. 5.

2. Стоянов В.В. « Двутаврові балки з дерев'яними поясами й стінкою з OSB» В газеті «Деревообробник» №6 (216) Львів, 2009 розділ А с. 1-3.

3. А.С. № 937645 Стыковые соединения клееных деревянных конструкций С.Б. Турковский и др. Бюллетень изобретений № 28, 1984

4. Стоянов В.В., Чучмай С.М., Дорожкин В.В., Щелков А.В. «Конструирование стыков сборных клеедощатых элементов большепролетных конструкций» В сб.науч. трудов «Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс» т.2, ВСР 2007г.

5. Стоянов В.В. «Конструирование жестких соединений в сборных клеедощатых изгибаемых элементах»/Стоянов В.В., Чучмай С.М./ Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины» - Часть 1/ Одесса – 2011г.

УДК 621.315.1:624.014

# УСТОЙЧИВОСТЬ РАСКОСОВ ПЕРЕКРЕСТНОЙ РЕШЕТКИ ИЗ ОДИНОЧНЫХ УГОЛКОВ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СТАЛЬНЫХ ОПОР ВЛ

# Stability of the lattice diagonal element members from single L-steels and definition of settlement lengths of steel supports of overhead transmission lines

*Шевченко Е.В., доктор технических наук, Глухов В.А., канд. физ.-мат. наук, Танасогло А.В., ассистент (Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*

*Shevchenko Y.V., professor, Glukhov V.A., Ph. D. (Physics and Mathematics), Tanasoglo A.V., an assistant professor (Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*

**Аннотация.** В статье приведена численно-аналитическая методика определения расчетных длин раскосов решетки. Решение данной задачи реализуется в программном комплексе MS «Excel». Выполнен анализ коэффициентов расчетных длин раскосов нижней секции опоры 1П330-1, которая рассматривается как пространственная многократно статически неопределимая сквозная система. При решении уравнения устойчивости анализируется совместная работа элементов решетки опоры ВЛ. На основании расчета и обобщения результатов установлено, что расчетные длины зависят от продольных усилий и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса каждой панели ствола.

**Ключевые слова:** воздушная линия электропередачи, металлическая опора, уравнение устойчивости, расчетная длина, продольное усилие.

**Abstract.** There is given a numerical-analytical design procedure of definition of settlement lengths of the lattice diagonal element members. The solution of the problem is realized in programming complex MS «Excel». There are analyzed settlement length coefficients of the lattice components of the bottom section of an OPTL support 1P330-1, which is considered as a spatial multiple indeterminate open system. In decision of the stability equation there is analyzed a joint operation of the lattice components of an OPTL support. On the basis of the design and integration of the results there is established that settlement lengths depend on axial

forces and the relation of linear stiffness of a belt and an inclined brace of each panel of a support.

**Keywords:** overhead power transmission line, metal support, stability equation, settlement length, axial force.

## 1. Введение

Суммарная мощность электрических станций и протяженность электрических сетей значительно увеличиваются с каждым десятилетием из-за постоянного промышленного развития городов и пригорода. Это требует вовлечения огромных материальных и трудовых ресурсов в сфере энергетического строительства, поэтому следует определить и реализовать все возможные пути снижения капиталоемкости электрических сетей высокого и сверхвысокого классов напряжения.

Для повышения эффективности ВЛ имеются значительные возможности. Это, прежде всего, разработка методики расчета опор ВЛ на основе рассмотрения предельного равновесия конструкции, обеспечивающей равнопрочность системы, что позволяет облегчить ряд ее элементов, ранее имевших неоправданно большие коэффициенты запаса [1, 4].

Для целей практики, помимо решения собственно задачи устойчивости, необходимо определить сочетание внешних нагрузок (крутящего момента и продольной силы), предопределяющее наименьшее из возможных значение критического параметра. Важно учесть при этом эксцентричное приложение внутренних сил, связанное с односторонним прикреплением раскосов по одной полке к поясам при помощи болтов [1].

## 2. Устойчивость перекрестных раскосов из одиночных уголков

Опоры линий электропередачи башенного типа имеют наклонные пояса и подвержены в нормальном режиме работы действию продольной и поперечной сил, а в аварийном также и действию крутящего момента [3]. Из-за различной длины отдельных раскосов и нарастания усилий в поясах к основанию степень податливости узлов линейному и угловому смещениям оказывается неодинаковой, отчего теряют устойчивость лишь некоторые раскосы [1].

Рассмотрим башню квадратного сечения не с наклонными, а с параллельными поясами, в которой решетка и пояса имеют соответственно одинаковые сечения. Пусть на свободном конце башни действуют возрастающий крутящий момент и неизменная по величине

продольная сила, приложенная по оси симметрии поперечного сечения башни (рис. 1). Когда крутящий момент достигает критического значения, все раскосы одновременно теряют устойчивость. Благодаря симметрии системы и внутренних усилий в момент потери устойчивости произойдет симметричная деформация теряющих устойчивость раскосов.

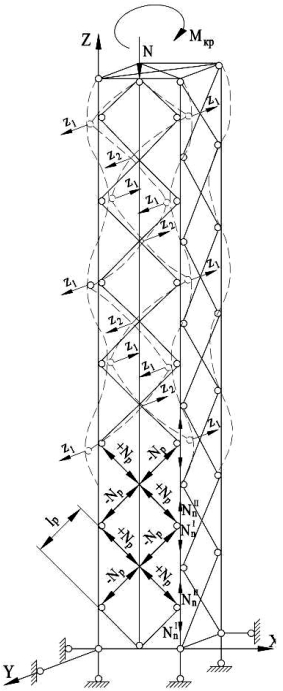



**Рис. 1.** Искривление элементов при симметричной форме потери устойчивости

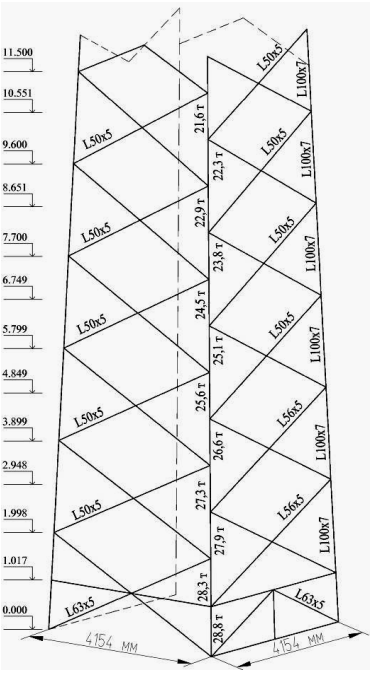



**Рис. 2.** Расчетная схема нижней секции опоры 1П330-1

Ввиду симметричной формы потери устойчивости раскосов их концевые узлы смещаются на одинаковые величины $z_1$, а средние узлы смещаются также на одинаковые величины $z_2$, но в противоположную сторону (рис.1). Узлы передней и задней граней смещаются в направлении оси Y, узлы же боковых граней смещаются в перпендикулярном направлении, по оси X, в результате этого пояс получает пространственный изгиб.

Введем в узлы фиктивные связи, препятствующие их смещению, тогда канонические уравнения метода перемещений запишутся в виде системы двух уравнений:

$$\left.\begin{aligned} r_{11}z_1 + r_{12}z_2 = 0 \\ r_{21}z_1 + r_{22}z_2 = 0 \end{aligned}\right\}. \qquad (1)$$

Величину критической силы определим из условия:

$$D = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = r_{11}r_{22} - r_{12}^2 = 0. \qquad (2)$$

Величина $r_{11}$ складывается из $r_{22}$ и усилия $r^{п}_{11}$, необходимого для смещения пояса. Значения $r^{п}_{11}$ зависят от степени податливости узлов пояса боковому смещению.

Для определения $r^{п}_{11}$ необходимо рассмотреть часть пояса, вырезанного из общей системы (рис.3, а). При принятом расположении осей общей системы координат матрица направляющих косинусов имеет вид:

$$\grave{A} = \begin{Vmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3 \\ \eta_1 & \eta_2 & \eta_3 \\ \zeta_1 & \zeta_2 & \zeta_3 \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} 0{,}707 & 0{,}707 & 0 \\ -0{,}707 & 0{,}707 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Vmatrix}. \qquad (3)$$

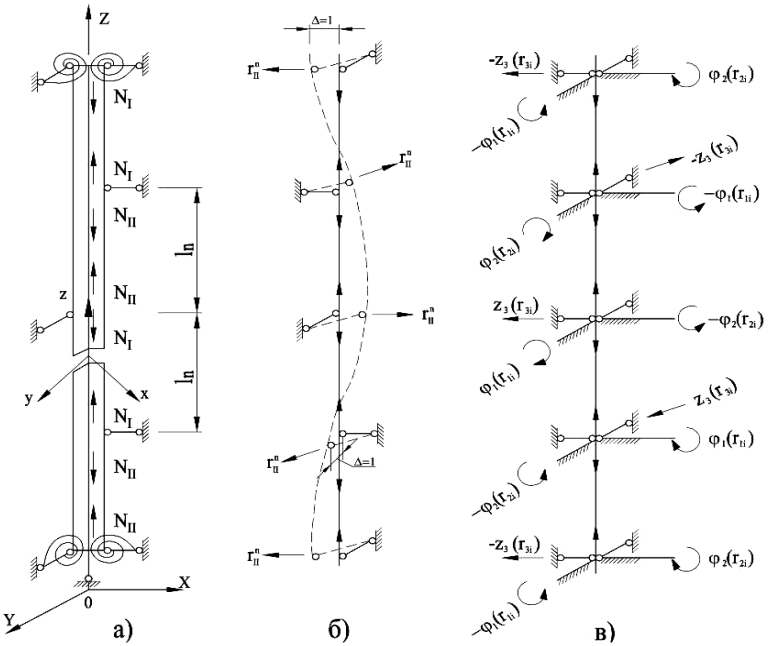



**Рис.3.** Расчетная схема пояса при потере устойчивости всех раскосов решетки: а) – система координатных осей; б) – искривление пояса от

единичного смещения узлов; в) – основная система.

При этом один узел повернется относительно оси X на угол $\varphi_1$ и относительно оси Y на угол $\varphi_2$. Соседний узел относительно оси X повернется на угол $\varphi_2$, а относительно оси Y – на угол $\varphi_1$ и т. д.

Наложив фиктивные связи защемления, препятствующие повороту опорных сечений, и стержневые связи, препятствующие смещению, получим основную систему метода перемещений (рис. 3, в).

Канонические уравнения, при помощи которых определяется $r^{п}_{11}$, имеют вид:

$$\left.\begin{aligned} r_{11}\cdot\varphi_1 + r_{12}\cdot\varphi_2 + r_{13}\cdot 1 = 0 \\ r_{21}\cdot\varphi_1 + r_{22}\cdot\varphi_2 + r_{23}\cdot 1 = 0 \\ r_{31}\cdot\varphi_1 + r_{32}\cdot\varphi_2 + r_{33}\cdot 1 = r^{і}_{11} \end{aligned}\right\}. \qquad (4)$$

После определения углов поворота $\varphi_1$ и $\varphi_2$ их значения подставляются в третье уравнение системы (4), из которого находится усилие $r^{п}_{11}$.

## 3. Решение уравнения устойчивости

Коэффициенты уравнения устойчивости (2) имеют значения:

$$\left.\begin{aligned} r_{11} &= \frac{3}{l_p^2}\left[i_p^x\cdot\eta_2^2\cdot\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+i_p^y\cdot\varepsilon_2^2\cdot\left(\eta_1^y+\zeta_1^y\right)\right]+r_{11}^{і}; \\ r_{22} &= r_{11}-r_{11}^{і}; \\ r_{12} &= \frac{3}{l_p^2}\left[i_p^x\cdot\eta_2^2\cdot\left(\zeta_1^x-\eta_1^x\right)+i_p^y\cdot\varepsilon_2^2\cdot\left(\zeta_1^y-\eta_1^x\right)\right] \end{aligned}\right\}. \qquad (5)$$

где $i^x_p$, $i^y_p$ – погонные жесткости раскоса относительно главных центральных осей инерции $x_o$ – $x_o$ и $y_o$ – $y_o$; $l_p$ – длина раскоса; $\eta_1^x$, $\zeta_1^x$, $\eta_1^y$, $\zeta_1^y$ – трансцендентные функции, учитывающие сжатие в одних раскосах и растяжение в других, определяются по [2]. Аргументами трансцендентных функций являются безразмерные параметры продольной силы $\nu^x$ и $\nu^y$, учитывающих продольно-поперечных изгиб.

Приняв $r^{і}_{11} = k\frac{i^y_і}{l^2_і}$, после подстановки реактивных сил (5) в уравнение устойчивости (2) получим равенство:

$$0,75\left[3,86\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+\eta_1^y+\zeta_1^y\right]^2+k\frac{i_r}{i_p}\left[3,86\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+\eta_1^y+\zeta_1^y\right]-$$
$$-0,75\left[3,86\left(\zeta_1^x-\eta_1^x\right)+\zeta_1^y-\eta_1^y\right]^2=0. \quad (6)$$

**Пример.** Рассмотрим применение изложенной методики для определения расчетных длин раскосов решетки на примере нижней секции опоры 1П330-1 (рис.2).

Рассматриваемая часть ствола опоры конструктивно представляет собой пространственную стержневую металлическую стойку с несовмещенными в смежных гранях узлами, состоящую из 12 панелей. Пояса и раскосы секции выполнены из одиночных уголков, стыкуются элементы в узлах при помощи болтового соединения.

Ширина у основания – 4,154 м. Высота секции – 11,5 м. Отметки панелей пояса: $h_1$ = 1,017 м; $h_2$ = 1,998 м; $h_3$ = 2,948 м; $h_4$ = 3,899 м; $h_5$ = 4,849 м; $h_6$ = 5,799 м; $h_7$ = 6,749 м; $h_8$ = 7,700 м; $h_9$ = 8,651 м; $h_{10}$ = 9,600 м; $h_{11}$ = 10,551 м; $h_{12}$ = 11,500 м.

Расчет опоры выполняется на нагрузки нормального и аварийного режимов, взятые из расчетного листа. Расчетные усилия даны на схеме (рис.2).

По изложенной выше методике были определены безразмерные параметры продольной силы $\nu^x$ и $\nu^y$ в зависимости от продольных усилий $N_п$ и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса каждой панели. Скорректированы трансцендентные функции.

Для раскосов каждой панели определены канонические коэффициенты (5) и графически решено уравнение устойчивости (рис.4), из которого найдены коэффициенты расчетной длины $\mu_p$. Корни уравнения (6) уточняются методом половинного деления и за расчетное принимается максимальное значение.

Все расчеты выполняются в вычислительном комплексе MS «Excel».

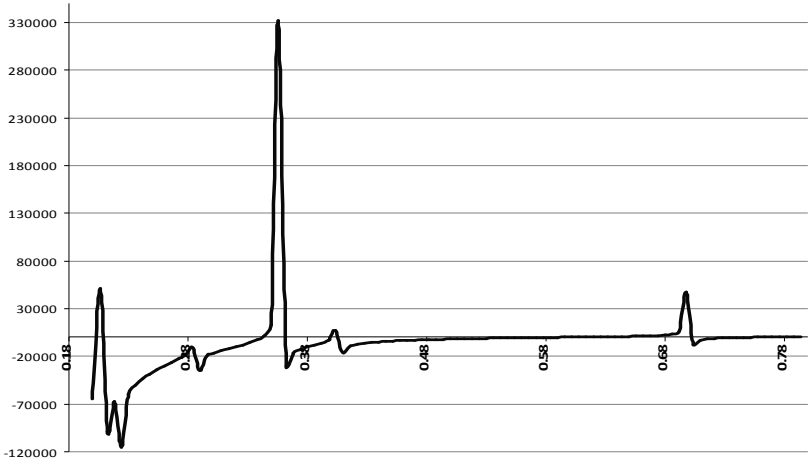



**Рис. 4.** Графическое определение коэффициента расчетной длины $\mu_p$ раскоса первой панели

Результаты определения коэффициентов расчетной длины раскосов и сравнение полученных результатов со значениями из расчетного листа опоры 1П330-1 приведены в табл. 1.

***Таблица 1.*** Сравнительный анализ коэффициентов $\mu_p$

| № панели | $\frac{i_{ï}}{i_{ð}}$ | $\frac{N_{ï}}{N_{ý}}$ | k | $\mu_p$ (по расч. листу) | $\mu_p$ (по расчету) | % |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.987 | 0.2710 | 8.1997 | 0.82 | 0.7378 | 10,02 |
| 2 | 10.977 | 0.2482 | 8.8506 | 0.82 | 0.7366 | 10,17 |
| 3 | 27.339 | 0.2296 | 9.3803 | 0.82 | 0.7273 | 11,30 |
| 4 | 26.394 | 0.2245 | 9.5264 | 0.82 | 0.7277 | 11,26 |
| 5 | 26.567 | 0.2189 | 9.6853 | 0.82 | 0.7275 | 11,28 |
| 6 | 25.642 | 0.2100 | 9.9378 | 0.82 | 0.7279 | 11,23 |
| 7 | 25.807 | 0.2065 | 10.0373 | 0.82 | 0.7278 | 11,24 |
| 8 | 24.846 | 0.2014 | 10.1829 | 0.82 | 0.7283 | 11,18 |
| 9 | 25.047 | 0.1958 | 10.3027 | 0.82 | 0.7281 | 11,21 |
| 10 | 24.104 | 0.1879 | 10.4531 | 0.82 | 0.7287 | 11,13 |
| 11 | 24.298 | 0.1835 | 10.5359 | 0.82 | 0.7285 | 11,16 |
| 12 | 23.345 | 0.1772 | 10.6546 | 0.82 | 0.7292 | 11,07 |

## 4. Выводы:

1) апробирована численно-аналитическая методика определения коэффициентов расчетной длины в зависимости от продольного усилия и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса;
2) получены новые коэффициенты расчетных длин элементов решетки, которые на 10-11% ниже существующих;
3) уточнена методика оптимизации опор ВЛ с учетом полученных зависимостей для расчетных длин и коэффициентов продольного изгиба;
4) полученные данные показали что, есть резерв несущей способности, поэтому можно совершенствовать методику решения задачи устойчивости.

**Список литературы**


1. Трофимов, В.И. Исследование устойчивости и несущей способности металлических конструкций типа опор линий электропередачи / В.И. Трофимов. – М. – Л. : Госэнергоиздат, 1963. – 320 с.
2. Смирнов, А.Ф.Устойчивость и колебания сооружений / А.Ф. Смирнов. – М. : Трансжелдориздат, 1958 г. – 571 с.
3. Крюков, К. П. Конструкции и механический расчёт линий электропередачи / К. П. Крюков, Б. П. Новгородцев. – [2_е изд.]. – Л. : Энергия, 1979. – 312 с.
4. Соколов, А. Г. Опоры линий передач (расчет и конструирование) / А. Г. Соколов. – М. : Госстройиздат, 1961. – 171 с.
5. Шевченко, Е. В. Совершенствование металлических конструкций опор воздушных линий электропередачи / Е. В. Шевченко. – [2_е изд.]. – Макеевка : ДонГАСА, 1999. – 169 с.
6. Справочник по проектированию линий электропередачи [Текст] / [под ред. С. С. Рокотяна и М. А. Реута]. – М. : Энергия, 1980. – 296 с.
7. Lysmer, J. Dynamic Model for Infinite Medis / J. Lysmer, R. Kuhlemeyer // Proc. ASCE. Journal Eng. Mechanics Division. – 1969. – Vol. 95, No. EM4. – P. 859–877.
8. ANSI/ASCE 10-90. Design of Latticed Steel Transmission Structures. / - New York: ASCE, 1992. – 64 p.
9. CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001). – Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, 2009. – 198 p.

**УДК 624.014**

# СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ВОЗДУХООПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

# IMPROVED DESIGN SOLUTIONS AIRDOMES

*д.т.н., профессор* ***Югов А. М.****, преподаватель-стажер* ***Козюменко О.К.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*
*Dr. Professor Yugov A. M., teacher-probationer Kozyumenko O.K. (Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*

**Аннотация.** В статье приведен обзор работ по исследованию влияния конструктивних решений на технологию возведения и монтажа воздухоопорных сооружений. Проанализированы используемые материалы для покрытия оболочек. На основе обзора работ и анализа причин выбрано более эффективное использование двойной мембраны, которое дает значительную экономическую выгоду при экплуатации ВОС, снижение расходов на обогрев воздухоопорного сооружения.
**Ключевые слова:** воздухоопорные сооружения, оболочка, мембрана, возведение.
**Анотація.** У статті наведено огляд робіт по дослідженню впливу конструктивних рішень на технологію зведення і монтажу повітряноопорних споруд. Проаналізовано використовувані матеріали для покриття оболонок.
На основі огляду робіт і аналізу причин вибрано більш ефективне використання подвійної мембрани, яке дає значну економічну вигоду при екплуатації, зниження витрат на опалення повітряноопорної споруди.
**Ключові слова:** повітряноопорні споруди, оболонка, мембрана, зведення.
**Abstract.** The paper presents a review of studies of the influence of constructive solutions to the technology of construction and installation of inflatable structures. Analyze the materials used to cover the shells.
Based on a review and analysis of the causes of works selected more efficient use of the double membrane that provides significant economic benefits for ekpluatatsii, reducing the cost of your heating Air dome.
**Key words:** airdome, shell, membrane, erection.

Воздухоопорное сооружение (ВОС), представляет собой двухслойную конструкцию, изготовленную из армированного поливинилхлоридного (ПВХ) материала. Благодаря свойствам материала поверхность защищена от облучения, не подвержена атмосферным влияниям, транслусцентная (обеспечивает неограниченное проникновение света), внешний слой покрыт защитным лаком, возможно применение внешней оболочки, обработанной защитным тефлоновым покрытием. Тефлоновое покрытие предотвращает пожелтение оболочки при длительном использовании и надолго сохранит его свежий и привлекательный вид. Использование двойной мембраны дает значительную экономическую выгоду при эксплуатации ВОС, снижение расходов на отпление воздухоопорного сооружения. Расстояние между внешней и внутренней оболочкой составляет от 60 до 80 см, обеспечивая таким образом воздухоопорной конструкции прекрасную теплоизоляцию. Применение двухслойной конструкции позволяет значительно сократить затраты на отопление сооружения, избежать скапливание конденсата на внутреннем своде сооружения.

Возможно изготовление трехслойной мембраны по новой энэргосберегающей технологии, в которой третий слой разделяет места соединений внешней и внутренней мембраны по всей поверхности сооружения, тем самым предотвращая образования "мостиков холода" в местах сварных стыков слоев воздухоопорного сооружения.

Специальная технология нанесения покрытия ПВХ на материалы защищает их от горения и плесени, воздействия ультрафиолетовых лучей и других негативних факторов среды, которые приводят к быстрому износу и снижению долговечности.

Рисунок 1.Типичная схема воздухоопорного сооружения

В однослойных конструкциях весьма велики тепловые затраты на отопление, так как отсутствует тепоизоляционный слой между внутренним пространством и наружним воздухом, не решенна проблема постоянного образования конденсата.
Соединение элементов конструкции в единый купол производится в заводских условиях с применением высокочастотной сварки, что значительно повышает ее прочность в отличии от конструкций, где соединение элементов осуществляется с помощью горячего воздуха (пайка) или сшиванием металлической нитью. Воздухоопорная конструкция без дополнительного применения троссовой системы устойчива к скорости ураганного ветра до 35-45м/с.
Внутри воздухоопорного сооружения происходит трехкратный воздухообмен в час. Объем воздуха, который нужно нагреть внутри воздухоопорного сооружения, достаточно большой. Для обеспечения отопления применяются тепловентиляторы, обеспечивающие подачу большого количества подогретого воздуха. Для этого применяются тепловентиляторы, использованные в качестве теплоносителя - газообразное, дизельное топливо или магистральную горячую воду.
Обогревающее устройство смонтировано в изотермическом контейнере, снабжено системой автоматики, поддерживающей заданную температуру внутри ВОС. Двери для доступа в отсек обслуживания утеплены, дверные петли усилены запирающим устройством. Отсек обслуживания снабжен автоматическим освещением и обогревается электрическим конвектором. Тепловые характеристики обогревающих устройств рассчитаны исходя из требований по отоплению спортивных сооружений и климатического пояса расположения сооружения. Например, при температуре наружного воздуха – 25-30С, внутри сооружения гарантированно обеспечивается температура + 18С.
Главным достоинством воздухоопорных конструкций следует назвать их удивительную простоту монтажа-демонтажа, проводимую многократно. При этом возведение данного сооружения возможно практически на любом виде грунта основания. Объем площади возводимой конструкции может достигать 5 кв.км.
Крепление воздухоопорных конструкций к земле предусмотрено в двух вариантах: анкерной системой (имеющей большее распространение) и на предварительную бетонную площадку (фундамент). Такие сооружения являются идеальным вариантом для оформления летом теннисных кортов и площадок около бассейна, ведь воздухоопорные конструкции элементарно демонтируются осенью, компактно располагаясь в вагончике для транспортировки.

Система входа / выхода представлена в виде основного входного шлюза и одного или нескольких аварийных выходов. Основной шлюз может быть создан в виде «вертушки», или просто тамбура с двумя дверями. «Вертушка» удобна в эксплуатации, но простой тамбур проще в изготовлении. В зависимости от необходимости или пожеланий, возможно эксклюзивное исполнение входной группы. Аварийный выход представляет собой простую дверь, укрепленную на фундаменте.

Крепление всей входной группы к оболочке осуществляется с помощью специальных переходных тамбуров, выполненных из ткани ПВХ, производится при монтаже оболочки и может быть демонтировано при съеме оболочки, например, на летний период.

Воздухоопорное сооружение поставляется сразу готовым к установке и последующей эксплуатации в комплекте: трехслойное мембранное (опционально двухслойное) покрытие купола; основной и запасной нагнетали воздуха; отопительно-вентиляционная система (газ, горячая вода, электричество, пропан-бутан); дверь-вертушка, дверь запасного выхода; грузовой тоннель; система анкерных креплений воздухоопорного сооружения; система освещения (прямая/непрямая); кабельная система электиричества; оградительная система.

Для обслуживания такого сооружения требуется, в зависимости от размеров, 4 – 6 человек.

Рисунок 2а. Воздухоопорная конструкция дельфинария г. Одесса. Размеры - 28х35 м. Площадь покрытия - 1000 кв.м.

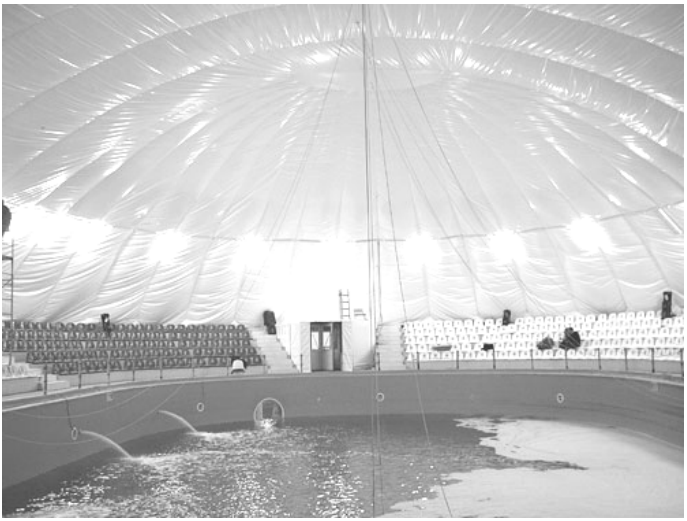


Рисунок 2б. Воздухоопорная конструкция дельфинария г. Одесса. Размеры - 28х35 м. Площадь покрытия - 1000 кв.м.

Тщательно изучив материалы, рассмотрев все достоинства и недостатки воздухоопорных сооружений, приходим к выводу, что в ближайшем будущем данное направление в архитектуре и строительстве будет развиваться все большими темпами, т.к данный вид конструкции позволяет возводить постройки, в принципе, для любых целей в самых разных местах, но что самое важное, это намного экономичнее для заказчика, в то же время он еще и имеет несомненные экологические приемущества.

*Список литературы*

1. Ермолов В.В., Бэрд У.У., Бубнер У. и др. Пневматические строительные конструкции - М.: Стройиздат, 1983. - 439 с.
2. Ермолов В.В. Воздухоопорные здания и сооружения: Стройздат, 1980.- 303 с.
3. Айрапетов Д. П. Архитектура и материалы будущего.: Союз архитекторов СССР, 1983. - 94 с.
4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для студентов вузов, обучающихся по спец. "Промышленное и гражданское строительство" – М.: Высш. шк, 1990. – 287с.
5. СНиП 2.01.01-82 “Строительная климатология и геофизика”.
6. ГОСТ 30402-96 Материалы строительные. Методы испытаний на воспламеняемость.

**УДК 69.056.55**

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПАРАМЕТРОВ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОЛОННЫ КАРКАСА СТЕКЛОВАРЕННОЙ ПЕЧИ

*д.т.н., профессор* ***Югов А. М.****, к.т.н., доцент* ***Таран В.В.****, ассистент* ***Ихно А.В.***
*(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*

**Аннотация.** Выполнены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций каркаса печи и температур ее эксплуатации. Определены факторы, влияющие на НДС каркаса печи, и связанные с этим температурные процессы на разных этапах введения печи в эксплуатацию. Изучена специфика проектирования каркасов обвязки печей.
**Ключевые слова:** металлические конструкции, напряжённо-деформированное состояние, стекловаренная печь, дно печи, свод печи, каркас, огнеупор.
**Анотація.** Виконані експериментальні дослідження напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій каркасу печі та температур її експлуатації. Визначені фактори, що впливають на НДС каркаса печі, та пов'язані з цим температурні процеси на різних етапах введення печі в експлуатацію. Вивчена специфіка проектування каркасів обв'язки печей.
**Ключові слова:** металеві конструкції, напружено-деформований стан, скловарна піч, днище печі, склепіння печі, каркас, вогнетрив
**Abstract.** Experimental researches of the tensely-deformed state of constructions of framework of stove and temperatures of her exploitation are executed. Factors influencing on tensely-deformed state of framework of stove are certain, and related to it temperature processes on the different stages of introduction of stove in exploitation. The specific of planning of frameworks of tying around of stoves is studied.
**Key words:** metal structures, stressed and strained state, tank furnace, siege, flying arch, skeleton, refractory block

**Актуальность.** Стекольной промышленности присущи высокие капитало-, материало-, энергоемкость производства. При этом стекольная промышленность в значительной степени определяет

уровень загрузки производственных мощностей ряда базовых отраслей экономики. Рынок строительного стекла в Украине формируется под влиянием следующих факторов: увеличение объемов жилищного и промышленного строительства; увеличение объемов потребления стекла в мебельной промышленности и рост количества транспортной техники.

Массовый приход иностранного капитала в украинскую стекольную промышленность создает конкуренцию на этом быстрорастущем рынке и заставляет действующих участников активнее модернизировать производство. Существенным ограничением развития стекольной промышленности является недостаточный уровень конкурентоспособности ее продукции. Технологический уровень стекольных производств в Украине низок в сравнении с промышленно развитыми странами. Только 20% применяемых в стеклоиндустрии технологических схем соответствует современному мировому уровню, а 45% являются устаревшими и не имеют резервов для модернизации. Недостаточно высокий технологический уровень производств обуславливает значительное отставание по ряду основных технико-экономических показателей украинской стекольной индустрии:

- частые холодные ремонты печей;
- средняя энергоемкость варки стекла выше на 20-30%;
- средняя производительность труда ниже в 1,5-2 раза;
- суммарное удельное негативное воздействие на окружающую среду — выше в 2 раза.

В этих условиях стоит задача - стимулирование прогрессивных технологических сдвигов и создание условий для перехода стекольной промышленности на инновационный путь развития. Решение этой задачи предполагает появление прогрессивных методов проектирования стекловаренных печей, с учетом их технологических особенностей.

**Основная часть.** В качестве объекта экспериментальных исследований принята натурная конструкция колонны обвязки ванной стекловаренной печи завода ООО «Стройстекло-трейдинг» в г. Константиновка. Печь построена по чертежам китайских специалистов стекольной технологической компании «ТУЧЭН» имеющей 11 государственных патентов, представляет собой крупную (съем стекломассы 100 т/сутки) ванную стекловаренную печь непрерывного действия. По способу использования тепла отходящих газов печь является регенеративная с подковообразным направлением топливного факела. Конструкция печи прокатного цеха, приведенная

на рис.1, приближена к конструктивам, применяемым в настоящее время немецкой компанией HORN.

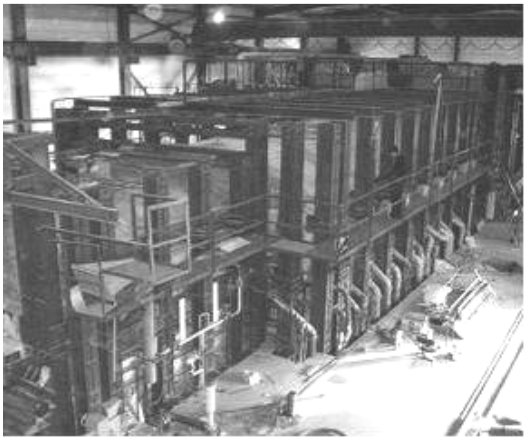


*Рисунок 1 - Конструкция печи прокатного цеха*

Пуск печи включает операции сушки, разогрева и наварки стекломассы. В процессе сушки и разогрева печи по мере повышения температуры огнеупорные материалы, составляющие футеровочный слой печи, увеличиваются в объеме. Расширение это неравномерно и зависит от минералогического и химического состава, структуры, плотности и теплопроводности огнеупорных материалов. Увеличение в объеме от части компенсируется естественными и специально оставляемыми в кладке температурными швами и ослаблением натяжения связей.

Процесс вывода печи в рабочее состояние, связанный с осуществлением подъема температуры в ее рабочей камере, оказывает влияние на напряженно - деформированное состояние металлического каркаса ее обвязки за счет прироста огнеупорных материалов, создающего дополнительный распор свода, который в свою очередь ведет к колебаниям деформаций в металле элементов каркаса.

Разогрев печи ведется постепенно по определенному графику и тщательно контролируется. Особое внимание при этом уделяется контролю роста свода. В интервале температур от 117 до $230^0$ С в результате превращения кремнезема ($SiO_2$) в тридимит, кристобалит и кварц резко увеличивается объем динасового огнеупора.

До начала экспериментальных исследований в начале и конце каждой секции свода были установлены маяки с делениями через

каждый сантиметр (рис.2), при помощи которых производится контроль увеличения объема огнеупорных материалов.

В процессе эксперимента каждый час производилась проверка роста свода, при помощи маяков, расположенных на наклонной секции свода. При необходимости выполнялась регулировка поперечных связей, расположенных между колоннами. Рост свода начинается при 120-180$^0$ С и продолжается до 450$^0$ С. В начале связи поддерживают в ослабленном состоянии, так как при резком росте свода возможен разрыв чрезмерно затянутых связей.

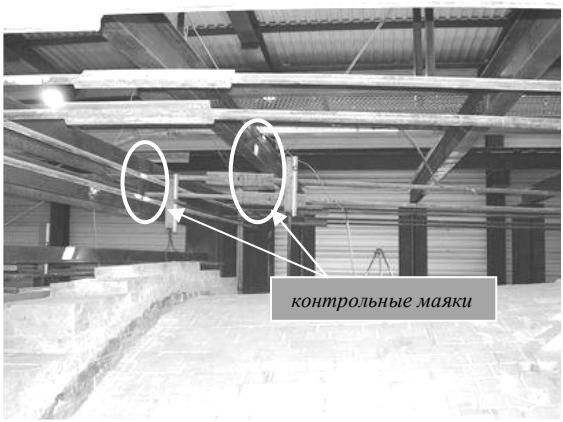



*Рисунок 2 - Расположение контрольных маяков (1) на наклонной секции главного свода*

Для контроля температуры в температурных швах между секциями, а также у загрузочного кармана, в регенераторах, фидерах и машинном канале были установлены термопары. Перепад температур по длине печи не превышал 10$^0$С. Термопары, установленные в пространстве печи, использовались в диапазоне температур до 600 $^0$С. При достижении температуры в пространстве печи свыше 600 $^0$С в временные термопары были удалены. После удаления временных термопар температура в печи контролировалась при помощи автоматизированной системы управления производством стекла. Дальнейшие снятия показаний осуществлялись при помощи мнемосхем, выведенных на экран монитора (рис. 3).

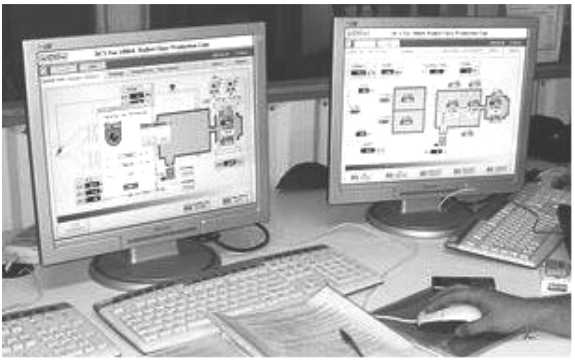


*Рисунок 3 - Контроль температурных параметров оператором пульта*

Объектом экспериментальных исследований принята конструкция колонны обвязки ванной печи. Колонна представляет собой составную конструкцию, состоящую из 2-х двутавров, соединенных между собой планками. Конструкция колонн представлена на рис. 4.

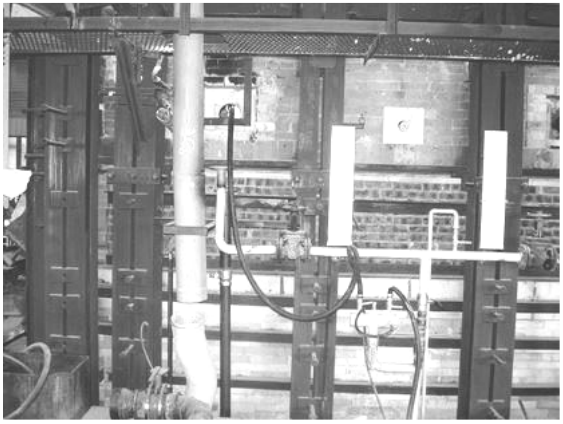


*Рисунок 4 - Конструкция колонн обвязки каркаса печи*

Для измерения деформаций при испытаниях использовались проволочные петлевые тензодатчики сопротивления с базой 20 мм на бумажной основе (марки ПКБ с электрическим сопротивлением R = 200.1±0.3 Ом), выпущенных ЗОКИО (Москва). Для наклейки

тензодатчиков на конструкцию использовался клей «Cyjanopan». На рис. 6 показано расположение датчиков. Такое расположение необходимо для получения полной информации о напряженно-деформированном состоянии в сечениях. Для проверки тензочувствительности и цены деления датчиков была выполнена их контрольная тарировка на эталонной консольной балке. Средняя цена деления датчиков, наклеенных на клее «Cyjanopan», составила C = 0,342 МПа.

*Рисунок 5 - Снятие показаний во время проведения эксперимента*

Снятие показаний с тензодатчиков сопротивления в процессе экспериментального исследования в период ввода печи в рабочий режим производились с применением системы измерительной тензометрической СИИТ – 3 на 100 каналов измерения. Количество датчиков на колонне составляло 35 шт. и 1 шт. на связевой поперечной балке. Снятие показаний с датчиков приведены на рис.5. Кроме определения действительного НДС колонны путем расклейки тензодатчиков, в задачу эксперимента входило определение изменений показаний деформаций при повышении температуры в агрегате стекловаренной печи, что неотъемлемо связано с ее эксплуатацией. Температура на металле колонны измерялась в трех сечениях шестью термопарами при помощи системы автоматического контроля технологических процессов программы «Owen Process Manager v.2.0a». Расположение термопар на колонне изображено на рис.6. Она позволила осуществить сбор, отображение и архивирование данных, поступающих от приборов ОВЕН на ПК.

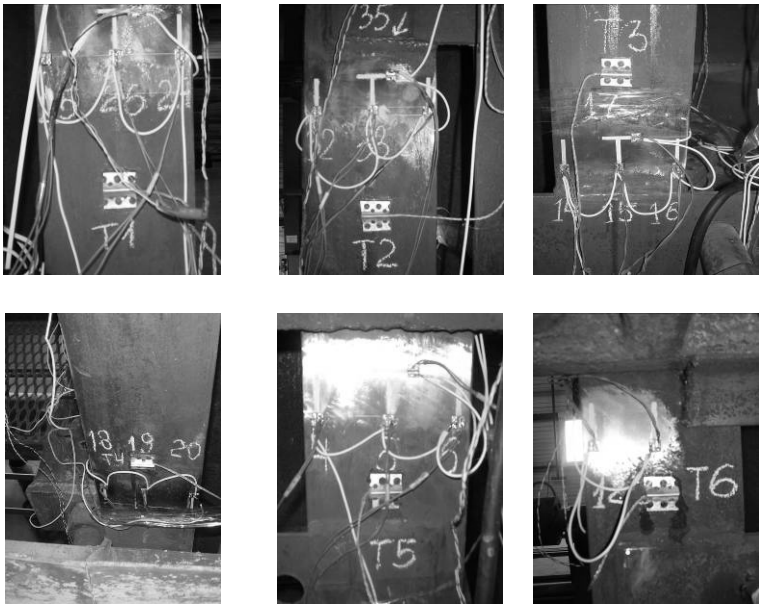



*Рисунок 6 - Расположение термопар и тензодатчиков на колонне*

Перед началом работы с ОРМ v.2.0a прибор ОВЕН был подключен к свободному COM-порту ПК через соответствующий адаптер интерфейса. Выбор параметров просмотра результатов данных с помощью программы «Owen Report Viewer v.2.0a.» в архиваторе данных за 22.09.09. в интервале времени 1 час показан на рис.7.

*Рисунок 7 - Выбор параметров просмотра результатов данных*

**Выводы.** В ходе экспериментальных исследований

- определено напряженно – деформированное состояние (НДС) наиболее напряженных зон, а именно в местах опирания стены газопламенного пространства печи, в месте распора свода;
- определен действительный тип сопряжения колонны с донными продольными балками, составляющими верхний уровень конструкции днища печи;
- определен действительный тип сопряжения колонны с поперечными балками, ограничивающими рост свода;
- определены температуры поверхности металла в разных сечениях с учетом их взаимодействия с технологическими зонами агрегата печи;
- изучены влияния температуры металла колонны на ее НДС во времени.

Проведена оценка изменчивости показателей деформаций в период нарастания температур, заданных технологическим процессом.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций производственных зданий и сооружений находящихся в эксплуатации. – К.: Укрархстройинформ, 1995. – 46 с.
2. Добромыслов А. Н. Ошибки проектирования строительных конструкций: Научное издание. – М.: АСВ, 2007. – 184 с.
3. Павлова Т. А. Развитие метода расчета строительных конструкций на живучесть при внезапных структурных изменениях: Автореферат диссертация кандидат технических наук / ОГТУ. – Орел. – 2006. – 22 с.
4. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надёжности и безопасности строительных конструкций. Научное издание. – М.: АСВ. – 2007. – 256 с.
5. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007.– 600 с.
6. Рекомендации по проектированию структурных конструкций // ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 304 с.
7. Бельский В.И., Сергеев Б.В. Промышленные печи и трубы.- М.:Стройиздат,1974.-301с.