МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ,
МОЛОДЕЖИ И СПОРТА УКРАИНЫ

ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ

КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ

№ 16
Часть 1

ОДЕССА 2012

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», 2012, – 282 с.

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.
В 2010г. Сборник прошел перерегистрацию в ВАК Украины.

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;
к.т.н., доц. О.М. Коршак.

Печатается по решению
Ученого Совета ОГАСА

© Одесская государственная академия
строительства и архитектуры
(ОГАСА), 2012

СОДЕРЖАНИЕ

Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Инжутов И.С., Деордиев С.В., Палагушкин В.И., Марчук Н.И., Жаданов В.И.
СОВРЕМЕННЫЕ АСПЕКТЫ АКТИВНОГО ОБУЧЕНИЯ. ОПЫТ КРАСНОЯРСКОЙ ШКОЛЫ МЕХАНИКИ И ДЕФОРМИРОВАННОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ …..……. ***3***

Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Инжутов И.С., Деордиев С.В., Палагушкин В.И., Марчук Н.И.
УПРАВЛЯТЬ КОНСТРУКЦИЯМИ – АКТИВНАЯ ЗАДАЧА ТВОРЧЕСКОГО ОБРАЗОВАНИЯ ……... ***10***

Арленинов Д.К.
УЧЁТ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ РАСЧЁТЕ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ……. ***19***

Бабич Є.М., Філінчук С.В., Ревінкель Й.-П.
ЗУСИЛЛЯ В ЕЛЕМЕНТАХ РАМНО-ФЕРМОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ НАКРИТТЯ ТРИБУН СТАДІОНІВ ВІД ДІЇ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ……... ***23***

Білик С.І., Глітін О.Б., Золотопольський О.Є.
ОПТИМАЛЬНА ВИСОТА СТАЛЕВОЇ ДВОТАВРОВОЇ БАЛКИ ЗІ ЗМІННИМ ПЕРЕРИЗОМ ПРИ РОЗВИТКУ ОБМЕЖЕНИХ ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ……... ***30***

Волкова В.Е.
ИДЕНТИФИКАЦИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ ……..... ***35***

Голоднов А.И, Иванова И.А., Балашова О.С.
УСТОЙЧИВОСТЬ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ОТКРЫТОГО ПРОФИЛЯ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ОСЕВОМУ СЖАТИЮ С ИЗГИБОМ…….. ***41***

Голоднов А.И., Отрош Ю.А., Ткачук И.А., Семиног Н.Н.
ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ……..… ***47***

Голоднов А.И., Псюк В.В., Кондратюк Е.В.
ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ, СВОБОДНО ОПИРАЮЩЕЙСЯ НА СИСТЕМУ СТАЛЬНЫХ БАЛОК…….. ***53***

Гомон С.С., Алексієвець В.І.
НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ……... ***59***

Гомон С.С.
РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ РАБОТЕ НА КОСОЙ ИЗГИБ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛНОЙ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛА ……... ***64***

Горохов Е.В., Югов А.М., Игнатенко Р.И.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФАКТОРОВ И СТЕПЕНИ ИХ ВЛИЯНИЯ НА ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОГО МЕТОДА МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАШЕННЫХ ОПОР ЛЭП ……..… ***71***
Демчина Б.Г., Литвиняк О.Я., Янко О.В.
РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПІНОБЕТОНУ……. ***78***
Дзюба С.В., Михайлов А.А.
ОСОБЕННОСТИ УСИЛЕНИЕ СКВОЗНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ ……..…… ***84***
Драган В.И., Левчук А.А.
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ТРЕХСЛОЙНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ СПРОФИЛИРОВАННЫМИ ОБШИВКАМИ ……..… ***95***
Заврак Н.В.
РАСЧЕТ НЕОДНОРОДНЫХ АНИЗОТРОПНЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПЛАСТИН С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЗАКРЕПЛЕНИЯМ НА КОНТУРЕ ……. ***104***
Кириленко В.Ф.
КРИТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ……. ***109***
Клименко В.З., Михайловский Д.В., Коваленко М.С.
ПОИСК ИСТИНЫ В МОДУЛЯХ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ Е И Е' ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТОИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ …… ***115***
Коваль Т.В., Марченко Н.В.
СКЛАДАННЯ ПЛАНУ РОЗКРОЮ СИРОВИНИ З ЗАСТОСУВАННЯМ МАТЕМАТИЧНИХ МЕТОДІВ ……..….... ***124***
Ковров А.В., Кушнир А.М., Ковтуненко А.В.
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА КРУЧЕНИЯ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В УПРУГОЙ СТАДИИ РАБОТЫ ……. ***130***
Корчак М.Д., Власов А.В., Кудрявцева А.А., Мотин А.К.
ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ СТЕРЖНЕЙ ШВЕЛЛЕРНОГО СЕЧЕНИЯ В СРЕДЕ APM STRUCTURE3D ……. ***138***
Крутий Ю.С.
УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕРЖНЯ С НЕПРЕРЫВНОЙ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТЬЮ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ПОСТОЯННОЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛОЙ ……. ***141***
Малахова О.С., Лакида Ю.П.
АНАЛІЗ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ СТРУКТУРИ МАТЕРІАЛІВ, ВИГОТОВЛЕНИХ ПРЕСУВАННЯМ ДЕРЕВИННО-КЛЕЙОВОЇ КОМПОЗИЦІЇ, НА ЇХ МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ …… ***147***
Марченко Н.В., Білецький М.О.
ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ВИТРАТИ КРУГЛИХ ЛІСОМАТЕРІАЛІВ У ВИРОБНИЦТВІ ОБРІЗНИХ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ …… ***153***
Митрофанов А.В.
КЛАССИФИКАЦИЯ УЗЛОВ СОЕДИНЕНИЯ ОПОРНОГО БЛОКА

ОСНОВАНИЯ С ТРУБЧАТЫМИ СВАЯМИ ……..…… ***160***
Олійник Р.В., Спірочкін А.К.
ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТРИВАЛОСТІ ПРОЦЕСУ ПРИ СУШІННІ СОСНОВИХ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ БЕЗСТУПЕНЕВИМИ РЕЖИМАМИ …….…….. ***168***
Парфенов С.Г., Пикин Д.Ю., Мишаков А.В.
РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ РЕЗЕРВУАРА РВСП-2000 ЗАО «БРЯНСК-ТЕРМИНАЛ» Г. БРЯНСК, УЛ. РЕЧНАЯ, Д. 63…… ***173***
Перетятько Ю.Г., Агеенко С.Б., Чередник Д.Л.
РАСЧЕТ СТОЕК ДЛЯ ОПАЛУБКИ ПО ДЕФОРМИРОВАННОЙ СХЕМЕ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ ИХ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ В ПРОЦЕССЕ НАГРУЖЕНИЯ ……..… ***182***
Пінчевська О.О., Головач В.М., Буйських Н.В.
ДО РОЗРАХУНКУ ВНУТРІШНІХ НАПРУЖЕНЬ ПРИ СУШІННІ КРУГЛИХ СОРТИМЕНТІВ …… ***190***
Пинчук Е.А.
К ВОПРОСУ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТЫ …… ***196***
Пічугін С.Ф., Патенко Ю.Е.
ОСОБЛИВОСТІ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ ……..…….. ***202***
Рощина С.И., Лукин М.В., Шохин П.Б., Сергеев М.С.
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ ……..…….. ***207***
Рощина С.И., Смирнов Е.А., Сергеев М.С., Лисятников М.С.
ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЁХПРОЛЁТНЫХ АРМИРОВАННЫХ БАЛОК ……..……. ***212***
Рюмин В.В.
АНАЛИЗ ПОДАТЛИВОСТИ РАМНЫХ УЗЛОВ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ ……..……... ***216***
Серов Е.Н.
СОВРЕМЕННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СОСТОЯНИЕ, ТЕНДЕНЦИИ И ПРОБЛЕМЫ …….. ***224***
Синцов А.В.
К РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB И НАГЕЛЬНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ …….. ***232***
Сіянов О.І.
РОЗРАХУНКОВІ СТАНИ КОНСТРУКЦІЇ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»……..… ***239***
Смирнов Е.А., Грязнов М.В., Шохин П.Б., Грешкина Е.В.
МЕТОДИКА И ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ КОМПОЗИТНЫХ БАЛОК ……..……. ***243***
Стоянов В.В., Герман А.

ТЕМПЕРАТУРНОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ ГИПЕРБОЛИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ ПОКРЫТИЯ…….. ***247***
Стоянов В.В., Коршак О.М., Ступко И.Л.
ОБЪЕМНО-МОДУЛЬНОЕ МНОГОЭТАЖНОЕ ДЕРЕВЯННОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ…… ***252***
Тарасов А.В.
РАМНАЯ КОНСТРУКЦИЯ С НЕСУЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ СОСТАВНОГО БИКОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ ТОНКОЛИСТОВОЙ ОЦИНКОВАННОЙ СТАЛИ ……. ***256***
Толстопятов Р.В., Воскобійник О.П., Скиба О.В.
ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ЕКСПЛУАТАЦІЙНИМИ ПОШКОДЖЕННЯМИ …… ***263***
Югов А.М., Бондарев А.Б.
К ВОПРОСУ РАСЧЁТА СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ ДЕФЕКТОВ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА…….. ***269***
СОДЕРЖАНИЕ (рус., укр.)……..... ***275***
CONTENT (англ.)……..... ***279***

CONTENT

Abovskiy N.P., Endzhiyevsky L.V., Inzhutov I.S., Deordiyev S.V., Palaguskin B.I., Marshyk N.I., Zhadanov V.I.
MODERN ASPECTS OF ACTIVE LEARNING. EXPERIENCE OF KRASNOYARSK SCHOOL OF MECHANICS AND THE DEFORMED FIRM BODY AND SPATIAL CONSTRUCTIVE FORMS ….…….……. ***3***

Abovskiy N.P., Endzhiyevsky L.V., Inzhutov I.S., Deordiyev S.V., Palaguskin B.I., Marshyk N.I.
TO OPERATE DESIGNS – THE ACTIVE PROBLEM OF CREATIVE EDUCATION ……..…….. ***10***

Arleninov D.K.
THE ACCOUNTING OF RHEOLOGICAL PROPERTIES OF WOOD AT CALCULATION OF DESIGNS FOR DEFORMATIONS …… ***19***

Babich E.M., Filipchuk S.V., Rewinkel J.–P.
WORK FEATURES OF FRAME-FARM MODEL CONSTRUCTION COVERING THE STANDS OF STADIUMS UNDER WIND VERTICAL LOADINGS ACTION …… ***23***

Bilyk S.I., Glitin O.B., Zolotopolskiy O.E.
THE OPTIMUM HEIGHT BEAM OF I-SHAPED CROSS-SECTION WITH VARIABLE WEB HEIGHT WITH LIMITED PLASTIFICATION ……..……...……. ***30***

Volkova V. E.
IDENTIFICATION OF DYNAMIC MODEL OF STRUCTURAL ELEMENTS BOLTED JOINT ……..... ***35***

Golodnov A.I., Ivanova I.A., Balashova O.S.
STABILITY of STEEL ELEMENTS of OPEN PROFILE, SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION With BEND ……..…….. ***41***

Golodnov A.I., Otrosh Y.A., Tkachuk I.A., Seminog N.N.
INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURE AFFECTING DURABILITY AND DEFORMABILITY OF GAGGERS ….…..… ***47***

Golodnov A.I., Psuk V.V., Kondratyuk E.V.
FEATURES of CALCULATION of REINFORCEd CONCRETE slab FREELY LEANING ON THE STEEL BEAM SYSTEM ….……..…… ***53***

Gomon S.S., Aleksievets V.I.
LOAD BEARING CAPACITY OF WOODEN STRUCTURES OF BOLTED CONNECTION UNDER THE ACTIONS OF THE SMALL CYCLE'S LOADINGS ……..……... ***59***

Gomon S.S.
CALCULATION OF THE STRUCTURAL WOODEN ELEMENTS WORK IN UNSYMMETRICAL BENDING CONSIDERING FULL DIAGRAM OF DEFORMATION OF THE MATERIAL ……... ***64***

Ye. Gorokhov, A. Yugov, R. Ignatenko
DEFINITION OF FACTORS AND EXTENT OF THEIR INFLUENCE

ON THE CHOICE OF THE RATIONAL METHOD OF INSTALLATION OF METAL TOWER SUPPORT LEP……..… ***71***
Demchyna B.G., Lytvynyak O.Ja., Janko O.V.
RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCHES OF COLLAPSIBLE-MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FLAGS OF CEILING ARE WITH THE USE OF FOAM BETON ……. ***78***
Dzyuba S.V., Mikhailov A.A.
THE FEATURES OF STRENGTHENING OF THE METALLIC THROUGH CONSTRUCTIONS UNDER LOAD ……...…… ***84***
Dragan V.I., Levchuk A.A.
LOAD-BEARING CAPACITY OF LIGHTWEIGHT METAL FACED PANELS WITH PROFILED FACES ……..…..… ***95***
Zavrak N.V.
CALCULATION OF NON-HOMOGENEOUS ANISOTROPIC RECTANGULAR PLATES WITH ARBITRARY FIXATION ON THE CONTOUR ……...……. ***104***
Kirilenko V.F.
CRITICAL LOADS OF PLANE DEFORMATION OF THE WOODEN BEAMS…….……. ***109***
Klimenko V., Mikhaylovskyy D., Kovalenko M.
SEARCH FOR TRUTH IN MODULES OF ELASTICITY OF WOOD E AND E' FOR CALCULATIONS OF THE COMPRESSED-BENDING ELEMENTS …….…… ***115***
Koval T.V., Marchenko N.V.
PREPARATION PLAN SAWING RAW APPLICATION OF MATHEMATICAL METHODS ……..……..…... ***124***
A.V.Kovrov, A.M.Kushnir, A.V.Kovtunenko
DETERMINATION OF CENTER OF TWIST CROSS SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN THE ELASTIC STAGE WORK……..……. ***130***
Korchak M.D., Vlasov A.V., Kudryavceva A.A., Motin A.K.
INVESTIGATION OF STABILITYTHE U SECTION STEEL RODSIN A MEDIUM APM STRUCTURE3D ……...……. ***138***
Krutiy Yu. S.
STABILITY OF THE CORE WITH CONTINUOUS VARIABLE RIGIDITY, ECCENTRICALLY COMPRESSED BY CONSTANT LONGITUDINAL FORCE ……..……. ***141***
Malakhova O.S., Lakyda U.P.
ANALYSIS of INFLUENCE of PARAMETERS of STRUCTURE of the MATERIALS MADE PRESSING of WOOD-GLUE COMPOSITION, ON THEIR MECHANICAL PROPERTIES …… ***147***
Marchenko N.V., Bilecjkij M.O.
DETERMINING NORMS ROUND WOOD CONSUMPTION FOR THE PRODUCTION OF LUMBER ……..…… ***153***
Mitrofanov A.V.
CLASSIFICATION OF KNOTS OF CONNECTION OF THE BASIC

BLOCK OF THE BASIS WITH TUBULAR PILES ……..…… ***160***
Oliynik R.V , Spirochkin A.K.
DURATION CALCULATION FEATURES OF THE PROCESS WHEN PINE CARVING WOOD DRYING BY STEPLESS SCHEDULE ……..... ***168***
Parfenov S.G., Pikin D.Y., Mishakov A.V.
THE RESERVOIR'S "PBCП-2000" CALCULATION OF STRENGHT AND STABILITY ZAO "BRYASK-TERMINAL" 63, RECHNAYA ST.,BRYANSK …… ***173***
Peretyatko Y.G., Ageenko S.B. Cherednik D.L.
DESIGN OF SHEETING RACKS ACCORDING TO THEIR REFORMED SCHEME WITH CONSIDERING OF CHANGES IN DESIGN MODELS DURING LOADING ……..…..… ***182***
Pinchevska O.O. , Golovach V.M., Byiskikh N.V.
TO THE CALCULATION OF INTERNAL STRESSES DURING ROWND TIMBER DRYING …… ***190***
Pinchuk H.A.
TO THE QUESTION OF EXPERIMENTAL RESEARCH PLYWOOD BEAMS OF VARIABLE HEIGHT ……..… ***196***
Pichugin S., Patenko Yu.
RELIABILITY ESTIMATION FEATURES OF STEEL FRAMEWORKS OF INDUSTRIAL BUILDINGS ……..……..…….. ***202***
Roshchina S.I., Lukin M.V., Shokhin P.B., Sergeev M.S.
EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF WOODEN STRUCTURESREINFORCED WITH REGARD CREEP …….. ***207***
Roshchina S.I., Smirnov E.A., Sergeev M.S., Lisyatnikov M.S.
PLANNING FOR A PILOT STUDY THREE-SPAN REINFORCEMENT BEAMS ……..……..……. ***212***
Rumin V.V.
ANALYSIS OF RIGIDITY OF BEAM TO COLUMN MOMENT CONNECTIONS WITH HIGH STRENGTH BOLTS ……..…... ***216***
Serov E.N.
MODERN WOODEN DESIGN. CONDITION, TENDEN-CIES AND PROBLEMS …….. ***224***
Sintsov A.V.
CALCULATION OF WOOD COMPOSITE I-BEAMS WITH WALLS MADE OF OSB AND NAGELNYMI BELTS COMPOUNDS WITH THE WALL …….. ***232***
Siyanov A.
CALCULATION STATES OF SHED CONSTRUCTION OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY»……..… ***239***
Smirnov E.A., Gryaznov M.V., Shokhin P.B., Greshkina E.V.
METHODS AND PLANNING FOR THE PILOT STUDY OF COMPOSITE BEAMS ……..……..……. ***243***
V. Stoyanov, A.German
TEMPERATURE IMPACT ON METALWOODEN HYPERBOLIC COVERS ……..…….... ***247***

Stoyanov V.O., Korshak O.M., Stupko I.L.
VOLUME AND MODULAR MULTYSTORIED WOODEN HOUSING CONSTRUCTION …… ***252***
Tarasov A.V.
FRAME CONSTRUCTION WITH COMPOSITE GALVANIZED STEEL TWO-BOX-SECTION BEARING ELEMENTS ……. ***256***
Tolstopytov R.V., Voskobiinyk O.P., Skyba O.V.
FEATURE OF BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS WITH EXPLOITATION DAMAGES ……..…… ***263***
Yugov A.M., Bondarev A. B.
TO PROBLEM THE CALCULATION OF BAR DESIGN CONSIDERATION OF DEFECTS IN MANUFACTURING AND ERECTION ……..…….. ***269***
СОДЕРЖАНИЕ (рус., укр.)……..... ***275***
CONTENT (англ.)……..... ***279***

УДК 539.3

УПРАВЛЯТЬ КОНСТРУКЦИЯМИ – АКТИВНАЯ ЗАДАЧА ТВОРЧЕСКОГО ОБРАЗОВАНИЯ

TO OPERATE DESIGNS – THE ACTIVE PROBLEM OF CREATIVE EDUCATION

д.т.н., проф. ***Абовский Н.П.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
д.т.н., проф. ***Енджиевский Л.В.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
д.т.н., проф. ***Инжутов И.С.*** *(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)*
к.т.н., доцент ***Марчук Н.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 Uuniversity, Krasnoyarsk)*
D.S.in Engineering, Assoc. Prof. ***Palaguskin B. I.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*
D.S.in Engineering, Assoc. Prof. ***Marshyk N. I.*** *(Construction institute of the Siberian Federal University, Krasnoyarsk)*

Аннотация

В докладе излагаются основные положения по разработке и созданию конструкций нового поколения – управляемых конструкций.

Управление позволяет по-новому решать задачи прочности, жесткости, в том числе, например, геометрической стабилизации формы оболочки антенны, устойчивости, гашения колебаний, исключения аварийных ситуаций, а также технологические задачи, например, при металлообработке в связи с деформативностью инструмента, оснастки и изделия, или при прокатке металла.

Известно, что фундаментальной основой образования инженера-конструктора является наука о деформируемом твердом теле, курсы строительной механики, сопротивления материалов, теории упругости и пластичности целый ряд конструкторских дисциплин, без знания которых нельзя обойтись для создания эффективных сооружений в разных областях техники.

В традиционной учебной литературе и в Государственном образовательном стандарте по направлению 270800 «Строительство» основное внимание уделено **анализу** моделей конструкций и **поверочным расчетам заранее заданных схем** сооружений. Не отрицая необходимости и важности анализа, следует отметить его образовательное несовершенство, которое ограничивает созидательные возможности инженера, отводя ему пассивную роль. **Активная позиция раскрывается в умении подчинить конструкцию (или принимаемое решение) желаемому функционированию и конечному результату**. Для этого еще в 1971 году авторами было создано первое внутривузовское учебное пособие «Избранные задачи по строительной механике и теории упругости», которое член-корреспондент АН СССР И.М. Рабинович определил как: «Первая попытка практически ввести в учебный процесс задачи регулирования, синтеза и оптимизации». В дальнейшем в расширенном и дополненном виде пособие трижды (1978,1985, 1993 гг.) переиздавалось в «Стройиздате» в Москве с **грифом Госкомобразования СССР**, в том числе ***английский перевод*** третьего издания. За данной книгой прочно закрепилась характеристика «***Учебное пособие нового типа***», которую дал еще первый рецензент, известный автор учебников по строительной механике, профессор В.Г. Рекач.

Целью является развитие у будущих специалистов умения активно влиять на проект сооружения, подчиняя его желаемым требованиям. Дальнейшее развитие этих идей привело к переосмыслению закономерностей и направлений развития конструкций и формированию нового фундаментального междисциплинарного научного направления, связанного с управлением напряженно-деформированным состоянием конструкций на всех стадиях их развития: от создания, эксплуатации и до разрушения, что нашло отражение в учебном пособии [1,2].

В традиционных конструкциях, используемых в строительстве и многих других областях техники, лишь учитывают и нормируют их деформируемость, т.е. стремятся преодолеть ее негативные последствия. Процессом деформирования конструкций на разных

стадиях функционирования, как правило, не управляют. Переход к управлению деформированием конструкций на современном этапе открыл новые возможности для инженерного конструирования и достижения новых эффектов.

Управляемые конструкции - это конструкции нового класса, представляющие собой деформируемые системы с переменными управляемыми параметрами. Управление деформированием и перестройкой конструкции **может осуществляться** в ручном режиме или **с применением управляющего модуля в цифровом**, аналоговом, нейросетевом или механическом вариантах, **измерительной аппаратуры** и исполнительных устройств (актуаторов), реализующих прямую и обратную связи с управляемой конструкцией. **В целом - это система автоматического управления напряжённо-деформированным состоянием (САУ НДС**) (рис.1).

Концепция традиционного проектирования на самые невыгодные комбинации нагрузок и воздействий, которые практически проявляются весьма редко, во многих случаях неэффективна как с позиций материалоемкости, так и достижения высоких технологических и эксплуатационных характеристик конструкций. Защита конструкций от аварийных ситуаций также не всегда обеспечивается. Необходимы конструкции, которые могли бы адаптироваться к изменяющимся внешним воздействиям. Эту проблему решают управляемые конструкции. Управление позволяет по-новому решать задачи прочности, жесткости, в том числе, например, геометрической стабилизации формы оболочки антенны, устойчивости, гашения колебаний, исключения аварийных ситуаций, а также технологические задачи, например, при металлообработке в связи с деформативностью инструмента, оснастки и изделия, или при прокатке металла.

Обучение управляемым конструкциям удачно сочетается с основными психолого-педагогическими целями высшей школы, такими, как: развитие у будущих специалистов умения активно влиять на проект сооружения, воспитание у них чувства созидателя, подчиняющего конструкцию рациональным требованиям. Именно такие черты определяют инженерное искусство.

Активный подход к обучению будущего специалиста – это та принципиальная основа, на которой должна строиться вся методика преподавания расчетно-конструкторских дисциплин. Обучение не ограничивается анализом изучаемой проблемы, а предусматривает последующую постановку и решение задачи регулирования,

оптимизации и управления (рис. 1.), используя численные и физические эксперименты на управляемых моделях строительных конструкций и сооружений. Базой для этого служат учебные пособия и задания нового типа (рис. 2), учебный класс управляемых моделей (рис. 3), обучение системному подходу, изобретательству и творчеству.

Создание и обеспечение функционирования активно управляемых конструкций обуславливает необходимость внедрения адекватного новым инженерным системам активного синтезирующего подхода к процессу обучения и воспитания инженеров. Необходимость учить управлению НДС конструкций является насущным вопросом современного творческого образования конструктора. Классические учебные пособия по строительной механики и конструкциям, к сожалению, не содержат проблем управления конструкциями. Такая ограниченность неизбежно ведет к отставанию в этом перспективном направлении.

Современной междисциплинарной базой для обучения управлению конструкциями является синтез таких наук, как строительная механика и конструкции, информатика, вычислительная математика, электроника, кибернетика, физический эксперимент, измерительная техника, теория и средства управления.

Управление конструкциями (см. рис. 1) **представляет собой новую методологию активного обучения** расчетно-конструкторским дисциплинам, основанную на **сочетании традиционного обучения с идеями активного управления напряженно-деформированным состоянием конструкций,** приближая конструкции к разновидности интеллектуальных систем. Обучение строится на взаимосвязи теоретических положений, численного эксперимента на базе компьютерной техники и физического эксперимента. Действующие учебники ограничены лишь применением компьютеров для расчетов и совершенно опускают необходимость физического эксперимента, а также активного управления, в том числе с применением компьютеров. Эксперимент необходим инженеру, как и компьютерное моделирование. При этом важными моментами является умение выбрать расчетную схему, активно поставить задачу управления НДС конструкцией и оценить полученные результаты.

Для этого **разработаны:**

- **основы теории управляемых конструкций,** содержащие принципы их создания и функционирования, новые способы и устройства управления, функциональные схемы, включая современные нейросетевые программы и устройства (рис.1) [**1**];

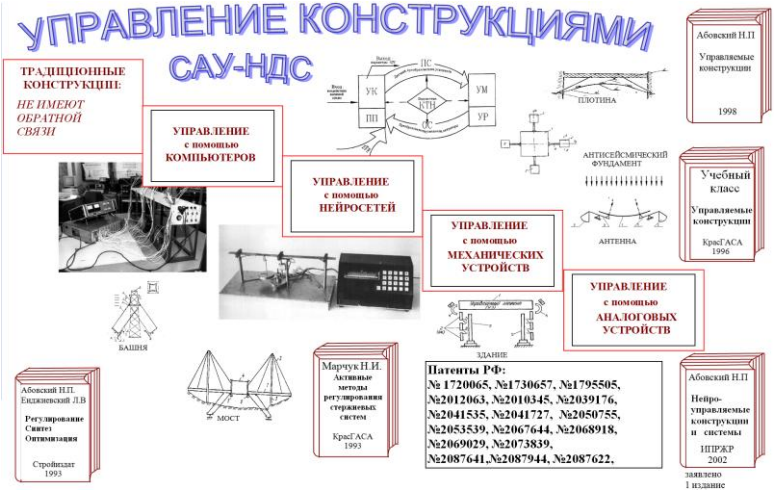


Рис. 1. Управление конструкциями

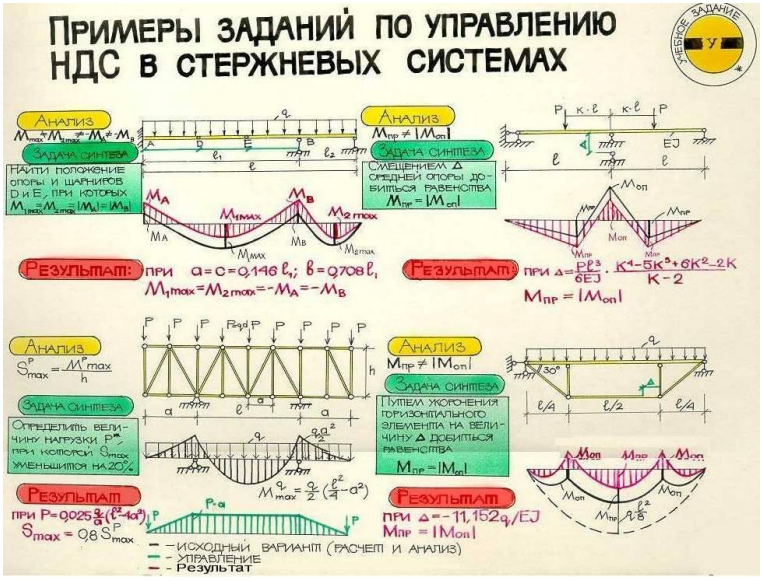


Рис. 2. Примеры заданий нового типа

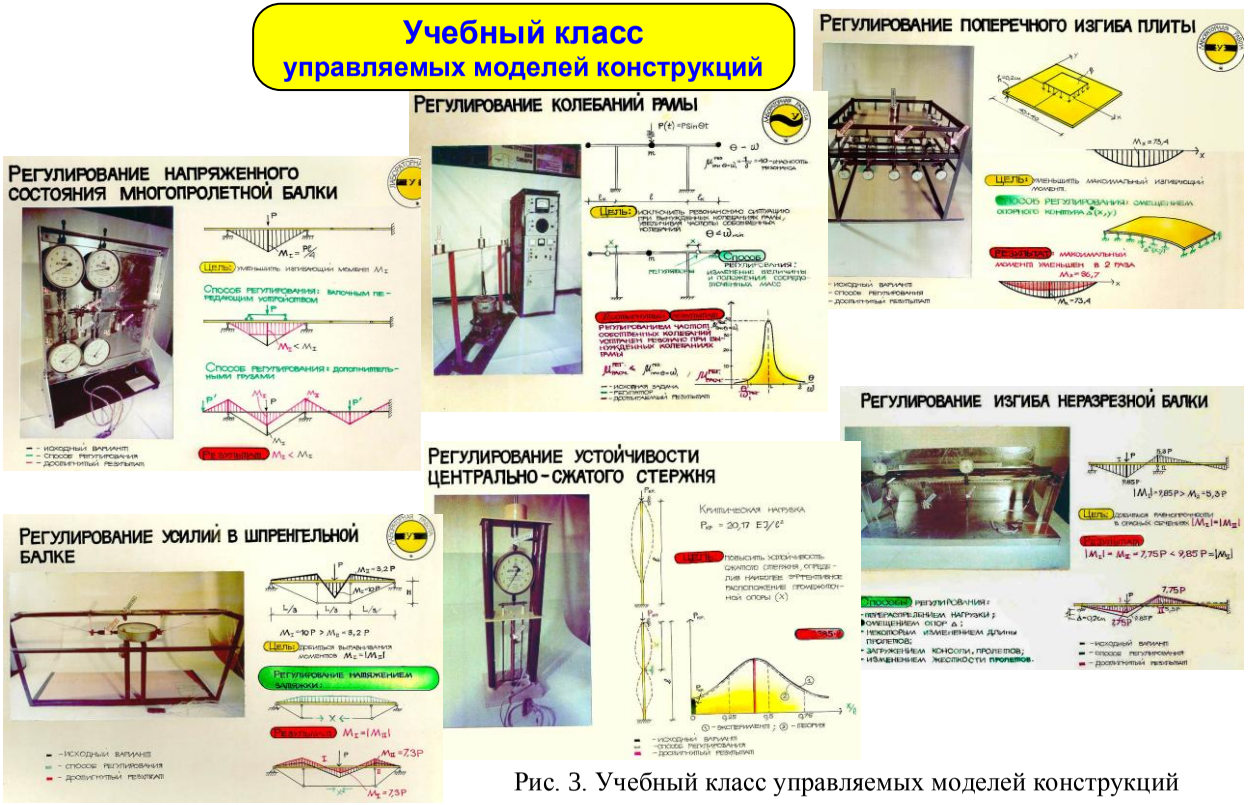


Рис. 3. Учебный класс управляемых моделей конструкций

- новый тип учебных заданий, **состоящий из двух частей:** ***анализа (часть 1)*** **и** ***синтеза (часть 2*****)** (см. рис.2)**.** Такая постановка позволяет активно обучать не только типовым решениям, но и развивать индивидуальные творческие способности студентов [1];

- *оригинальный учебный класс действующих управляемых моделей конструкций* (рис. 3), **не имеющий аналогов, и** *новый уникальный лабораторный практикум* **для нетрадиционного курса «Управляемые конструкции», с визуализацией деформирования конструкций с помощью механических** (например, портативного конструктора ферм, созданного по Российской программе Росучприбора «Учебная техника»), новизна которых подтверждена 11 патентами авторов. Учебный класс предназначен для проведения комплекса лабораторных работ на созданных моделях различного типа конструкций, в том числе автоматически управляемых. Для автоматического управления используются управляющие модули: ПЭВМ, созданный контрольно-управляющий прибор, контроллер с нейросетевой программой и др.

На этих моделях отрабатываются инженерные средства управления конструкциями. В лабораторных работах гармонично сочетаются физический эксперимент на моделях конструкций и численный – на ПЭВМ. Для выполнения численного эксперимента разработан комплекс компьютерных программ и широко используемое универсальных расчетных программного комплекса (SCAD и др. Используя лабораторную базу, студенты вместе с преподавателями разрабатывают конструкции нового класса – управляемые конструкции-роботы.

На базе данного лабораторного комплекса в 1985 г. приказом Министерства образования Российской Федерации создана лаборатория «Управляемые конструкции», преобразованная в 1994 г. в межвузовскую (КГТУ-КрасГАСА) лабораторию, пока единственную в России, занимающуюся разработкой данной проблемы. В ней проводится лабораторный практикум, органично синтезирующий физический и теоретический (численный) эксперименты по управлению конструкциями.

Лаборатория выполнила ряд приоритетных научно-учебных разработок, ее работы получили международное признание. Ряд работ выполнялся в рамках программы Министерства науки "Новые технологии для управления и развития региона"; программ Министерства общего и профессионального образования Российской Федерации "Вузовская наука регионам" и "Архитектура и строительство", научно-технической программы Министерства

образования РФ «Конкурсная поддержка ведущих педагогических коллективов», межотраслевой программы сотрудничества Министерства образования РФ и Федеральной службы специального строительства РФ (разд.1., подразд. 1.2. 2002 г.); выполнен научно-методический проект «Развитие и применение в СФУ творческой инновационной составляющей в образовании и научно-инновационной деятельности»; грант СФУ на разработку инновационно-образовательной программы «Подготовка магистров на основе развития междисциплинарного научно-образовательного инновационного комплекса «Управляемые конструкции и системы». (руководитель Абовский Н.П.)

Новизна, приоритет и важность выполненных работ авторов признаны более чем в 60 патентах и изобретениях и охватывают не только учебные модели, но и конструкции в строительстве, гидротехнике и радиотехнике и других областях**.**

Нетрадиционный междисциплинарный курс «Управляемые конструкции» **[1] базируется на вышеперечисленных научно-практических разработках и новых принципах создания управляемых конструкций. При поддержке Красноярского краевого фонда науки нетрадиционный учебный курс был введен авторами в учебный план подготовки инженеров-строителей в СФУ.**

Данный курс позволил преодолеть психологический сложившийся стереотип пассивного отношения к строительным конструкциям как к неуправляемым в процессе эксплуатации системам. Раскрытие возможности влиять на НДС конструкции способствует выработке у студентов активного инженерного мышления.

Результаты обучения проявляются не только в учебных, но и в инженерных разработках действующих моделей управляемых конструкций для создания реальных управляемых конструкций, а также в изобретениях и научно-практическом творчестве.

Более 2500 студентов прошли обучение в Инженерно-строительном институте СФУ, изучая нетрадиционный курс «Управляемые конструкции», выполняя физические и компьютерные эксперименты и обучаясь по заданиям нового типа.

Вопросы управления и оптимизации напряженно-деформированного состояния конструкций, изучаемые в рамках нетрадиционного курса "Управляемые конструкции", а затем спецкурсов, содержат богатый материал для исследовательской

деятельности студентов и формирования творческой личности инженеров.

Академик РАН И.Ф. Образцов, возглавлявший в РАН отделение механики и процессов управления, указал: *"Коллективу авторов этих работ принадлежит несомненный приоритет в области создания управляемых строительных конструкций и гражданских сооружений. Разработанные коллективом принципы, методики и устройства для управления конструкциями являются оригинальными, выполнены на высоком уровне и отражены в большом количестве научных статей, монографий, учебно-методических пособий, лабораторных работ и изобретений»* (1999).

Созданный учебно-образовательный и лабораторный комплекс получил применение в ряде вузов строительного и машиностроительного профилей России и стран СНГ (Новосибирск, Ереван и др.).

РААСН наградила в 2002 г., 2004 г. авторов дипломами за достигнутые успехи, а в 2008 г. медалью РААСН за победу в конкурсе на лучшие научные и творческие работы в области архитектуры, градостроительства и строительных наук.

Идеи активного управления конструкциями, творческие подходы к созданию и обучению являются основой для инженерной педагогики текущего столетия.

Список литературы

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

2. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление строительными конструкциями: учебное пособие с грифом УМО вузов РФ по образованию в области строительства; 3-у изд. перераб. и дополн. под ред. Н.П. Абовского. / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, В.И. Савченков, А.П. Деруга, Н.И. Марчук, Г.А. Стерехова, В.И. Палагушкин, Н.П. Андреев, П.А. Светашков, О.М. Максимова.- Красноярск: Сибирский федеральный ун-т, 2008. - 407 с.

УДК 624.041.5

СОВРЕМЕННЫЕ АСПЕКТЫ АКТИВНОГО ОБУЧЕНИЯ. ОПЫТ КРАСНОЯРСКОЙ ШКОЛЫ МЕХАНИКИ И ДЕФОРМИРОВАННОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ

MODERN ASPECTS OF ACTIVE LEARNING. EXPERIENCE OF KRASNOYARSK SCHOOL OF MECHANICS AND THE DEFORMED FIRM BODY AND SPATIAL CONSTRUCTIVE FORMS

д.т.н., проф. ***Абовский Н.П.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
д.т.н., проф. ***Енджиевский Л.В.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
д.т.н., проф. ***Инжутов И.С.*** *(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)*
к.т.н., доцент ***Марчук Н.И.*** *(Инженерно-строительный институт Сибирского федерального университета, г. Красноярск)*
к.т.н., проф. ***Жаданов В.И.*** *(Оренбургский государственный университет, г. Оренбург)*

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

Аннотация

В статье кратко излагается разработанная авторами система активного инженерного творческого образования, обобщающая многолетние работы Красноярской школы механики деформируемого твердого тела и пространственных

конструктивных форм, охватывающая различные области и модели жизненных ситуаций, объединенных по четырем направлениям (рис.1).

Представленный комплекс активного творческого образования направлен на решение актуальной проблемы высшего технического образования – усиление творчества как основного его компонента. Фундаментальная основа данной системы и ее концепции позволяют использовать ее практически во всех инженерных вузах страны.

Данное направление начало создаваться авторами еще с 1971 года и до 1997 года включало развитие только первого и частично четвертого направлений. С 1997 года по настоящее время, кроме дальнейшего развития первого и четвертого направлений, авторы, следуя потребностям жизненных ситуаций, при поддержке РФФИ, ККФН, фундаментальных и приоритетных программ Минобразования и межотраслевой программы Минобразования и Федеральной службы Спецстроя РФ создали и развили второе и третье направление (рис. 1.).

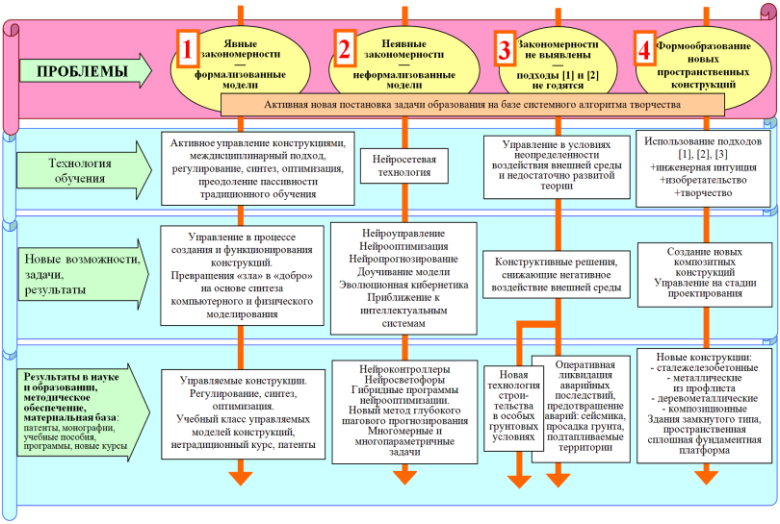


Рис. 1. Система активного творческого инженерного образования

В итоге образовалась целая система инженерного образования, которая вооружает молодых специалистов для активных творческих действий (управлять конструкциями и принимать решения) практически во всех многогранных областях современной жизни.

В рамках научной школы механики деформируемого твердого тела и пространственных конструктивных форм, сформировавшейся к 1970 г., защищено 4 докторских и более 60 кандидатских диссертаций. Высокий уровень научных результатов школы подтверждается многими наградами коллектива, изданными трудами, более 60 патентами, грантами РФФИ, выполнением заказов по программам Минобрнауки и Спецстроя, Законами Красноярского края по внедрению новых конструкций, а также отзывами ведущих ученых нашей страны: академика РАН Образцова И. Ф., академика РААСН, д.т.н., профессора Александрова А. В., президента МАН ВШ, профессора Шукшунова В. Е., дипломами РААСН и Спецстроя и многими другими наградами. Междисциплинарный научно-образовательный инновационный комплекс, созданный на базе представленных пособий, занял первое место по России в конкурсе «Лучшие Российские научно-исследовательские организации строительного профиля «СТРОЙНАУКА–2004» в номинации «Лучшее высшее учебное заведение года».

Направление 1. В отличие от традиционных поверочных расчетов поставлена и реализована задача активного управления конструкциями, основанная на системном и междисциплинарном подходах к проблемам обучения и создания конструкций нового поколения. Разработаны основы теории управляемых конструкций, содержащие принципы их создания и функционирования, реализованные в образовании для различных областей техники. Особое значение получил синтез управляемых конструкций с нейросетевыми устройствами, превращающий их *в разновидность интеллектуальных систем*.

Создан оригинальный учебный класс действующих управляемых моделей конструкций, новый уникальный лабораторный практикум, новый тип учебных заданий, способствующих развитию творческих способностей студентов, нетрадиционный междисциплинарный курс «Управляемые конструкции» по которому в ИСИ СФУ более двух тысяч студентов прошли обучение. Получено более 60 патентов на

учебные модели и новые управляемые конструкции в строительстве, гидротехнике, радиотехнике и других областях.

Признанием работ является*: создание в 1985 г. приказом Минвуза РФ единственной в стране лаборатории «Управляемые конструкции»,* которая преобразована в 1994 г. в межвузовскую, получившую международное признание*; включение* в 1998 году *в*опросов управления конструкциями в типовую министерскую для всех вузов учебную программу по строительной механике; тиражирование результатов в другие вузы России и стран СНГ, а также включение их в учебные издания других авторов, награждение авторов за достигнутые успехи в 2002 г. дипломом РААСН, а в 2008 г. медалью РААСН. Идеи и методы активного управления конструкциями, творческие подходы к обучению служат основой для инженерной педагогики текущего столетия и практически инженерной деятельности.

Направление 2, *в котором закономерности проявляются неявно и модели плохо поддаются формализации,* где традиционные математические методы не приемлемы, разработана и внедрена в учебный процесс нейросетевая технология, обеспечивающая решение таких многопараметрических многомерных многокритериальных задач как нейроуправление, нейрооптимизация, нейропрогнозирование. Существенно используется возможность совершенствования (доучивания) нейромодели, что приближает нейросистемы к интеллектуальным. Новизна проблемы потребовала создание и издание пяти монографий и учебных пособий, рекомендованных УМО для ряда таких специальностей, как прикладная математика и информатика, автотракторные, автодорожные и строительные специальности.

Нейроуправление представлено управляемыми конструкциями с нейроконтроллером, нейросветофорами, нейроКУПами, позволяющими более точно учитывать реальные свойства материалов и конструкций, а также и их изменение. Для нейропрогнозирования разработан эффективный шаговый универсальный метод глубокого прогнозирования, основанный на доучивании модели в процессе функционирования. Нейрооптимизация базируется на предложенных гибридных программах, представляющих эффективный синтез нейропрограмм с традиционными. Расширяются возможности и эффективность решений. Гибридные нейропрограммы – новое перспективное развитие вычислительной механики.

***Направление 3**, в котором закономерности не выявлены и теория отстает,* предложен принципиально новый подход к решению проблемы, в частности, к строительству в сложных грунтовых условиях и сейсмичности.

Направление 4. В процессе обучения студентам прививается активность поиска междисциплинарных решений в формообразовании конструкций. Основной упор делается не только на рациональное применение методов расчета и конструктивных решений, но и на умение создать реальную управляемую пространственную форму с учетом конкретных региональных условий, на тесное содружество архитектора-конструктора-технолога-экономиста. Ряд таких решений запатентован в виде пространственных комбинированных и облегченных конструкций. Широко используются компьютерное и физическое моделирование.

Предложен и используется в учебных курсах **системный алгоритм инженерного творчества**, на деле реализующий возможности обучения изобретательским и творческим решениям, нацеливающий на активную постановку задач, направленную на преодоление противоречий развития, на оценку принимаемых решений, на цикличность поискового процесса творчества.

Создан комплект новых инновационных учебных пособий [1-3], подкрепленных: учебной лабораторной базой, оригинальным учебным классом действующих управляемых моделей конструкций и новым уникальным лабораторным практикумом; нетрадиционным междисциплинарным курсом «Управляемые конструкции»; новым типом учебных заданий, способствующих развитию творческих способностей студентов; разработанными уникальными нейросетевыми технологиями; введением ряда курсов дисциплин в учебные планы подготовки специалистов, бакалавров, магистров по направлению 270800 «Строительство».

Признанием работ на федеральном уровне является: **создание в 1985 г. приказом Минвуза РФ лаборатории «Управляемые конструкции»**, преобразованной в 1994 г. в межвузовскую (КГТУ-КрасГАСА), единственной в России, занимающейся разработкой данной проблемы и получившей международное признание; **включение в 1998 году вопросов регулирования НДС конструкций в типовую для всех вузов учебную программу по строительной механике; внедрение** созданного учебно-образовательного и лабораторного комплекса в ряде вузов и организаций России и стран СНГ, а также в учебных

изданиях; **награждение авторов НОК** за достигнутые успехи в 2002 г. **дипломом РААСН.** Получено более 60 патентов на способы и устройства, на учебные модели и новые управляемые конструкции.

Развитие нейросетевой технологии получило признание **научного Центра нейрокомпьютеров (Москва)**, на ряде всероссийских конференциях (МИФИ, ИПУ, РАН, МАДИ и др.), а также в премии МАН ВШ за успешную деятельность авторов научно-образовательного центра КГТУ – КрасГАСА «Прикладная нейроинформатика». Разработка новых конструкций для сложных грунтовых условий и сейсмичности **поддержана РФФИ, МГСУ, Минобразованием и Федеральной службой Спецстроя РФ, не имеет аналогов в отечественной и мировой практике, успешно используется в учебном процессе.**

Достигнутые результаты представляют более чем сорокалетнюю научно-образовательную деятельность Красноярской школы механики деформированного твердого тела и пространственных конструктивных форм. Успешно защищены более 40 кандидатских и 4 докторских диссертации, в которых **развиты новые подходы и созданы конструкции нового типа.**

Представленная система активного творческого инженерного образования реализована в ИСИ СФУ внедрена в ряде вузов, в том числе МГСУ, НГАСУ, ТомГАСУ и др. Только в ИСИ СФУ активному управлению конструкциями обучено более 2500 студентов.

Методы активного управления конструкциями, особенно с использованием нейросетей, междисциплинарный подход к формообразованию, умение действовать в условиях неопределенных воздействий, закладываются в умы будущих специалистов и способствуют формированию активной личности инженера, влияют на их психологический настрой как инженеров-созидателей. Фундаментальный характер разработанной системы и принципов (технологий) образования и полученные результаты позволяют использовать их во многих инженерных вузах страны. Идеи активного управления конструкциями, творческие подходы к обучению являются основой для инженерной педагогики нынешнего столетия и для создания конструкций нового поколения.

Список литературы

1. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление

строительными конструкциями: учебное пособие с грифом УМО вузов РФ по образованию в области строительства; 3-у изд. перераб. и дополн. под ред. Н.П. Абовского. / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, В.И. Савченков, А.П. Деруга, Н.И. Марчук, Г.А. Стерехова, В.И. Палагушкин, Н.П. Андреев, П.А. Светашков, О.М. Максимова.- Красноярск: Сибирский федеральный ун-т, 2008. - 407 с.

2. Нейроуправляемые конструкции и системы: учебное пособие с грифом УМО по направлению подготовки бакалавров и магистров «Прикладные математика и информатика»: под ред. Н.П. Абовского /Н.П. Абовский, А.П. Деруга, О.М. Максимова, П.А. Светашков,- М. : Радиотехника, 2003.- 368 с. (научная сессия «Нейрокомпьютеры и их применение»).

3. Комбинированные из стали, бетона, дерева пространственные конструкции блочного типа. Часть 1. : учебное пособие / Л.В. Енджиевский, И.С. Инжутов, П.А. Дмитриев, В.В. Стоянов, В.И. Жаданов, С.В. Деордиев, М.А. Плясунова, В.М. Никитин.- Красноярск : Оренбург. - 2008.- 321с.

УДК 624.014

УЧЁТ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ РАСЧЁТЕ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.

THE ACCOUNTING OF RHEOLOGICAL PROPERTIES OF WOOD AT CALCULATION OF DESIGNS FOR DEFORMATIONS.

Д.т.н. профессор ***Д.К.АРЛЕНИНОВ***
Московский государственный строительный университет

АННОТАЦИЯ: Предлагается учитывать реологические свойства древесины при расчёте прогиба балок в линейной постановке, используя предложенный автором переменный модуль упругости древесины. Приводятся сравнительные результаты расчётных прогибов балок с экспериментальными данными, полученными в результате длительных испытаний.

В настоящее время реальное напряжённо-деформированное состояние в процессе длительной эксплуатации не поддаётся прогнозированию, несмотря на огромные возможности вычислительных комплексов. Это объясняется тем, что в расчётах при проектировании деревянных конструкций не учитываются реологические свойства древесины. Использование длительного модуля упругости древесины в линейных расчётах не отражает реальной картины деформирования конструкций под постоянной нагрузкой во времени и лишь даёт завышенное значение прогибов. (см. табл.2) Это объясняется тем, что остаточные деформации в отличии от упругих, накапливаются нелинейно в зависимости от уровня напряжений. При малых напряжениях они могут быть меньше упругих по величине, затем это отношение выравнивается, а при напряжениях соответствующих расчётному сопротивлению остаточные деформации превышают упругие в два и более раза. Поскольку по длине изгибаемого элемента напряжения меняются от нуля до максимума в середине пролёта, то вследствие этого остаточные деформации накапливаются в основном в средней зоне пролёта. Поэтому применение единого значения длительного модуля упругости для всей длины стержня не отражает процесса накопления остаточных деформаций.

Решить эту задачу в нелинейной постановке невозможно в силу отсутствия реальной зависимости «напряжения-полные относительные деформации». Построить эту ,статистически выверенную ,нелинейную зависимость, соответствующую современным возможностям вычислительной техники, даже только для древесины влажностью 8-12 %, и стабильном температурно-влажностном режиме, в наше время практически невозможно, т.к. эта работа сопоставима по времени и трудоёмкости с нормированием расчётных сопротивлений, которые велись многими организациями и специалистами в течении многих лет в условиях государственного финансирования. На мой взгляд, в те времена эта работа могла бы быть выполнена, но потребности в ней не было в связи с отсутствием автоматизированных вычислительных систем. При этом приоритетом в исследованиях была длительная прочность древесины и исследования, в основном, проводились на образцах с напряжением от 10 Мпа. и выше. Поэтому в нормах учёт реологических свойств древесины нашёл отражение только в виде коэффициента условий работы равный 0,8 к кратковременному модулю упругости при расчёте по деформациям. Условность этого коэффициента подтверждена тем, что в этих же нормах для деревянных плит введён коэффициент 0,7 (по исследованиям И.М.Линькова). Учёт ползучести древесины, с точностью достаточной для проектирования, можно оценить и линейными расчётами, путём использования переменного модуля упругости, значения которого зависят от уровня напряжений и находятся в диапазоне между кратковременным и длительным модулем. Эти величины 10000 МПа и 300 R экспериментально и теоретически обоснованы и зафиксированы в нормах. Безаварийная эксплуатация деревянных конструкций, в т.ч. уникальных и большепролётных, подтверждает объективность этих величин.

В статье (1) предлагаются переменные значения модуля упругости (деформаций), полученные с использованием линейно-степенной зависимости между напряжениями и относительными деформациями для упругопластических материалов и экспериментальными данными по оценке ползучести древесины при напряжениях от 10 Мпа до 15 Мпа. Величины этих модулей в зависимости от уровня напряжений приведены в таблице 1

Таблица 1. Значение переменного модуля упругости.

Напр. Мпа. до 5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
E Мпа. 10000	9200	8300	7400	6500	5600	5000	4400	3900

Примечание. В интервалах E определяется по линейной интерполяции.

Используя современное программное обеспечение для расчёта конструкций и данные таблицы можно прогнозировать прогибы во времени деревянных конструкций. В частности для балок, предлагается дробление оси стержня жёсткими узлами на отдельные интервалы (базы). Для балок, нагруженных сосредоточенными силами, узлы вводятся в местах приложения сил. При равномерно-распределённой нагрузке точность расчётов увеличивается с увеличением количества узлов. Расчёт производится в два этапа. На первом этапе определяются напряжения в узлах и далее среднее напряжение в каждом интервале. В зависимости от напряжений, для каждого интервала подбирается соответствующее значение модуля упругости. На втором этапе проводится расчёт на прогиб с переменными значениями модуля упругости по длине балки.

Для оценки предложенной методики произведём сравнение расчётных значений прогибов во времени с фактическими результатами испытаний балок, проведёнными в Московском ГСУ и Владимирском ГУ.(2,3) Испытания в МГСУ проводились на одной балке сечением 10 х 20.3 пролётом 2.9м. с нагружением двумя силами в третях пролёта. Испытания в ВлГУ проводились на трёх балках пролётом 3м сечением 9 х 15см. с нагружением двумя силами в третях пролёта и на двух балках пролётом 6м. сечением 12 х 33см. с нагружением равномерно-распределённой нагрузкой. Следует отметить, что это были испытания контрольных клеёных деревянных балок, которые проводились в рамках исследований, не связанных с ползучестью древесины. Сравнительные данные приведены в таблице 2.

Таблица 2. Данные по прогибам балок.

Расчетный пролет м.	Время выдержки мес.	Макс. напряж. Мпа	Фактический прогиб в мм				
			Упр.	Длит.	E=10000	E=39000	E*перем.*
2.9	8	13.0 Мпа	11.3	17.5	11.2	28.0	19.2
3.0	6	10.4 Мпа	12.0	14.5	13.6	34.0	18.2
6.0	12	7.5 Мпа	22.0	29.5	17.0	42.5	31.5

Экспериментальные данные прогибов балок во времени значительно ниже расчётных значений, в которых использовался нормативный длительный модуль упругости. Применение в расчёте величин переменного модуля упругости показывает высокую сходимость с результатами испытаний балок длительной нагрузкой.

Список литературы.

1.Д.К.Арленинов, П.Д.Арленинов. Переменный модуль упругости древесины. Вестник МГСУ №1 2011г.

2.Н.В.Линьков. Кандидатская диссертация «Несущая способность и деформативность соединений деревянных конструкций композиционным материалом на основе матрицы и стеклоткани» МГСУ 2010.

3.С.И.Рощина. Докторская диссертация «Прочность и деформативность клеёных армированных конструкций при длительном действии нагрузки».ВлГУ.2009г.

УДК 624.042.4

ЗУСИЛЛЯ В ЕЛЕМЕНТАХ РАМНО-ФЕРМОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ НАКРИТТЯ ТРИБУН СТАДІОНІВ ВІД ДІЇ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

WORK FEATURES OF FRAME-FARM MODEL CONSTRUCTION COVERING THE STANDS OF STADIUMS UNDER WIND VERTICAL LOADINGS ACTION

Д.т.н., проф. ***Бабич Є.М.,*** *к.т.н.* ***Філіпчук С.В.,*** *аспірант* ***Ревінкель Й. – П.*** *(Національний університет водного господарства та природокористування)*

Dr. Professor ***Babich E. M.,*** *candidate of technical sciences* ***Filipchuk S.V.,*** *graduate student* ***Rewinkel J. – P.*** *(Nationall university of water management and nature resources use)*

Наведений характер роботи основних елементів рамно-фермової конструкції накриття трибун стадіонів під дією дійсних вітрових навантажень, експериментально встановлено напружено-деформований стан елементів при випробовуванні моделі накриття.

The above work character of basic elements frame-farm model construction covering of stadiums tribunes under the action of the vertical wind loadings, it is experimentally set intense - deformation the state of elements at the test of covering model.

\

В даний час активізувалися зведення нових і реконструкція існуючих стадіонів. На зміну відкритим трибунам, футбольним полям і тенісним кортам приходять криті спортивні комплекси, в яких забезпечуються належні комфортні умови перебування глядачів і спортсменів, що значно підвищує їхній рейтинг. Прикладом цьому є зведення нових стадіонів в містах Донецьку і Львові, реконструкція існуючих в Києві, Харкові, Одесі, Москві та інших містах. Значна кількість стадіонів з накритими трибунами в останні роки зведені в Польщі, Німеччині, Греції, Португалії.

Накриття над трибунами стадіонів уявляють собою складні просторові системи з великим вильотом консольного звису козирка над трибунами. Такі системи мають велику площу накриття, внаслідок чого вітрові навантаження суттєво впливають на їхню роботу. Залежно від швидкості вітру, щільності повітря форми споруди тиск вітрового

потоку на окремі елементи споруди може бути різний, що враховується аеродинамічними коефіцієнтами [1].

Аналіз значень аеродинамічних коефіцієнтів, визначених за нормативними документами різних країн для односхилих окремо стоячих конструкцій покриття показав [2], що відомості як про значення , так і про напрямок дії аеродинамічних сил на поверхні покриття дуже суперечливі. В усіх нормах, в тому числі і в ДБН В.1.2-2:2006 [3] та E-DIN 1055 Teil 4 [4], не наводяться схеми вітрових навантажень та аеродинамічні коефіцієнти, за якими можливо було б їх визначити для накриття трибун стадіонів. Тому встановлення дійсних навантажень на такі конструкції та виявлення особливостей роботи під ними конструкцій покриття є складною і важливою задачею.

Розглянемо ці питання на прикладі стадіону в м Магдебург (Німеччина), де покриття трибун стадіону виконано у вигляді просторової металевої несучої системи, основу якої складають головні поперечні рами і ферми та залізобетонні балки, на яких розташовані місця для глядачів. Ширина накриття трибун в бік поля складає 32 м (рис. 1) [5].

Рис. 1. Загальний вигляд стадіону

Основну несучу конструкцію утворюють зовнішньо статично визначені шарнірно підперті однопролітні рами і відтяжки для кріплення даху до пілонів. Під дахом передбачені дахові ферми (решітчасті балки), які утворюють фахверк. Фахверкові ферми між пілонами і основними (внутрішніми) колонами одночасно забезпечують горизонтальну жорсткість рами. Пілон і балки шарнірно з'єднані на рівні даху (рис. 2). Елементи *1–3, 3–13, 1–2* та *1–4* виконані із труб RO355.6, а інші елементи з прокатного профілю HEA 220, HEB 300, HEM 360. У вузлі 3 всі елементи з'єдані шарнірно. У вузлах 12 і 13 з'єднання стояків (пілонів) з залізобетонними балками трибун виконі жорсткими [6].

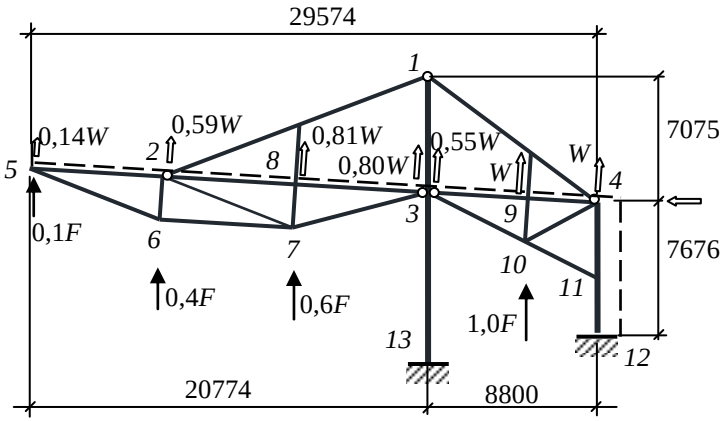


Рис. 2. Геометрична схема рамно-фермової системи накриття трибун та схема дії вузлового вітрового навантаження *W* та випробувального навантаження *F*

Області ФРН залежно від швидкості вітру розділені на чотири зони. Місто Магдебург розташоване в другій зоні, в якій рекомендований швидкісний напір на висоті 10 м становить q_{ref} = 0,39 кН/м^2 (кПа). Тиск вітру для будь-якої заданої висоти *z* розраховується за формулою

$$q_{b.z} = 1{,}7 q_{ref} (z/10)^{0{,}37}. \qquad (1)$$

Карниз накриття трибун знаходиться на висоті z =21 м, а тому для нього $q_{b.21}$ = 0,87 кН/м^2.

Для визначення дійсного вітрового навантаження на споруду стадіону виконані дослідження у аеродинамічній трубі його моделі [7]. Дослідження показали, що на краю покриття має місце підвищене повітряне навантаження розрідження ($w_{b,res}$ = - 0,7 кПа), на іншій поверхні повітряне навантаження зменшується (рис. 3). Найбільші навантаження тиску (спрямовані всередину) для фронтального обдування фасадної стіни стадіону, а також найбільші навантаження розрідження (спрямовані назовні) мають місце при повітряному потоку, що скерований майже перпендикулярно до даної стіни. Сумарні вітрові навантаження для цих випадків дорівнюють: w_D = 0,8 кПа і w_S = - 0,5 кПа.

Навантаження від вітрового відсмоктування на рамно-фермову систему передається у вузлах, де кріпляться металеві прогони, розташовані вздовж периметру накриття. Якщо прийняти за одиницю вітрове навантаження *W* у вузлі *9* , то з урахуванням розподілення відсмоктування по площині згідно з рис. 3 навантаження в інших

вузлах складе величини, показані на цьому ж рисунку. В карнизному вузлі величина навантаження практично рівна *W*, а на краю гребня – 0,14 *W*. Якщо прийняти розподілення навантаження по трапеції, то по відношенню до дослідного значення w_D = 0,8 кПа, то аеродинамічні коефіцієнти відповідно складуть – 0,875 і – 0,125.

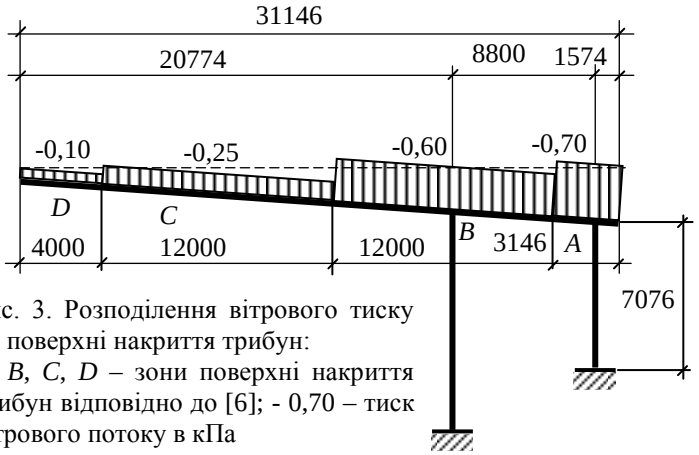


Рис. 3. Розподілення вітрового тиску по поверхні накриття трибун:
A, B, C, D – зони поверхні накриття трибун відповідно до [6]; - 0,70 – тиск вітрового потоку в кПа

Треба зазначити, що особливістю споруди стадіону є те, що по периметру фасадного огородження під карнизом влаштовані прорізи, в які частково без перешкод проникав вітровий потік. Це вплинуло на характер розподілення вітрового тиску по поверхні накриття.

При розташуванні рам вздовж периметра через 12 м (фактично ця величина змінна [7]) значення вузлового навантаження складе *W* = 31,8 кН. За цього значення *W* в ПК "Лира" була змодельована робота рамно–фермової системи і отримані зусилля в її елементах (табл.. 1).

Таблиця 1

Зусилля в елементах рамно-фермової системи від вітрового навантаження

Елемент	Зусилля, кН	Елемент	Зусилля, кН	Елемент	Зусилля, кН
1-2	-56,2	5-6	14,2	9-4	81,6
1-4	-66,4	2-8	62,5	9-10	31,7
1-3	62,5	6-7	13,4	4-11	13,7
3-13	107,2	8-3	63,3	11-12	-13,2
5-2	-13,1	3-9	79,6	3-10	-31,2

Найбільші зусилля розтягу виникають в елементах *3-13* (107,2 кН), *3-9* (79,6 кН), *9-4* (81,6 кН) та *8-3* (63,3 кН). Найбільш стиснутими виявилися елементи *1-2* (56,2 кН), *1-4* (66,4 кН) та *3-10* (31,2 кН).

Виконані експериментальні дослідження фрагменту накриття трибун. Розміри дослідних ферм і рам та поперечний переріз елементів прийняті з урахуванням реальних розмірів металевих ферм на стадіоні в м. Магдебург (ФРН) в масштабі 1:10 (рис. 4). Поперечний переріз елементів прийнятий із квадратних труб 40×40×3 мм, відтяжки, пілони та колона з круглих труб 40×3 мм, а фахверковий диск із квадратних труб 30×30×2.

Рис. 4. Загальний вигляд моделі накриття трибун

Механічні характеристики зразків квадратних та круглих профілів визначали дослідним шляхом за стандартними методиками, внаслідок чого виявилося, що межа текучості для квадратних труб 40×40×3 мм складала σ_y = 340 МПа, межа міцності - σ_u = 377 МПа, для квадратних труб 30×30×2 мм - σ_y = 335 МПа, σ_u = 368 МПа, а круглих труб 40×3 мм - σ_y = 335 МПа, σ_u = 365 МПа, максимальні деформації склали ε_{sR} = 259,8×10^{-5}.

Випробовування ферм виконувалися в спеціальній змонтованій установці, завантажуючи чотирма зосередженими силами по нижньому поясу фахверкового диску (див. рис. 2). Деформації елементів вимірювали тензометрами Гугенбергера та електричними тензорезисторами, показники яких фіксувалися за допомогою приладу СИИТ [8]. Максимальне значення сили *F* приймали рівним 10 кН.

За виміряними деформаціями на ступенях навантаження (через ΔF = 1 кН) та фактичними розмірами поперечних перерізів визначалися експериментальні значення зусиль в елементах моделі (табл. 2).

Таблиця 2

Зусилля в елементах моделі при F = 10 кН (середні по трьом моделям)

Елемент	Зусилля, кН	Елемент	Зусилля, кН	Елемент	Зусилля, кН
1-2	-16,1	5-6	4,9	9-4	29,5
1-4	-26,0	2-8	21,4	9-10	2,9
1-3	25,9	6-7	5,5	4-11	14,7
3-13	35,7	8-3	20,6	11-12	-8,9
5-2	-6,1	3-9	27,2	3-10	-14,2

Моделі системи виявилися однорідними, про що свідчать заміряні деформації елементів (рис. 5). У всіх елементах протягом завантаження ферми по ступенях спостерігалася майже лінійна залежність між деформаціями та навантаженням. Так, для нижнього пілону при F = 10 кН у фермі РФ-1 відносні деформації сталі склали ε_s = 40,36×10^{-5}, а у фермах РФ-2 і РФ-3 відповідно ε_s = 49,65×10^{-5} та ε_s =47,36×10^{-5}. При цьому ж навантаженні F = 10 кН відносні деформації сталі у відтяжках ферми були майже ідентичними відносним деформаціям сталі у нижньому пілоні і для ферм РФ-1 та РФ-2 відповідно склали: ε_s=45,86×10^{-5}, ε_s =45,31×10^{-5}. Тобто можна відмітити, що деформації сталі в нижньому пілоні та відтяжках при навантаженні F = 10 кН були майже однаковими, а різниця склала 4,3%.

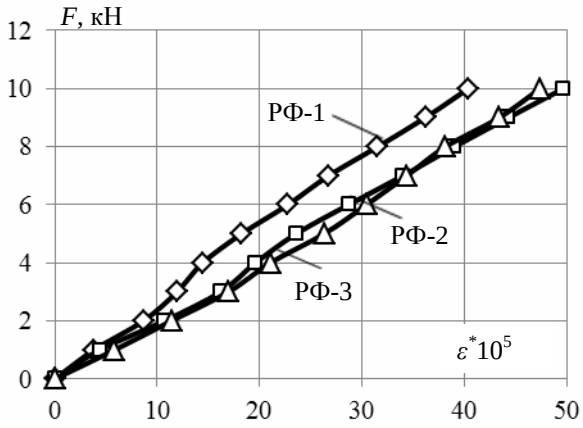


Рис. 5. Зміна деформацій в нижньому пілоні (елемент *3-13*)

Як видно з табл. 2, не дивлячись на те, що відносне розподілення вузлового навантаження в реальній конструкції і моделях дещо відрізнялося, досліди підтвердили як кількісно, так і якісно характер розподілу зусиль в елементах рамно-фермової системи при дії вітрового навантаження.

Список літератури:

1. Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / Пичугин С.Ф., Махинько А.В. – Полтава, 2005. – 342 с.

2. Кузнецов С.Г. Особенности распределения воздушного давления на поверхности большепролетных покрытий над трибунами стадионов / С.Г. Кузнецов, Э.А. Лозинский, О.С. Мишура, А.А. Дроздов // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов. – Одесса: ОГАСА, 2011. - № 15. – Книга 3. – С. 101 – 110.

3. Кузнецов С.Г. Определение ветровых нагрузок на конструкции покрытий над трибунами стадионов / С.Г. Кузнецов, О.С. Мишура // Містобудування та територіальне планування. – Київ: КНУБА, 2011. - № 40. – Частина І. – С. 562 – 569.

4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.

5. E-DIN 1055/ Einwirkungen auf Tragwerge, Teil 4: Windlasten, Norm – Entwurd v. Jan. 2002.

6. Ревінкель Й.-П. Конструктивні рішення покриття трибун стадіону в місті Магдебург(ФРН) /Ревінкель Й.-П.// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Випуск 20. – С. 408 – 413.

7. Ревінкель Й.-П. Експериментальне визначення вітрових навантажень на конструкції покриття трибун стадіону /Ревінкель Й.-П // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Випуск 21. – С. 525 – 531.

8. Ревінкель Й.-П. Методика випрбування моделі рамно-фермової конструкції накриття трибун стадіонів / Ревінкель Й.-П., Філіпчук С.В.// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Випуск 22. – С. 716 – 721.

ОПТИМАЛЬНА ВИСОТА СТАЛЕВОЇ ДВОТАВРОВОЇ БАЛКИ ЗІ ЗМІННИМ ПЕРЕРИЗОМ ПРИ РОЗВИТКУ ОБМЕЖЕНИХ ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ

THE OPTIMUM HEIGHT BEAM OF I-SHAPED CROSS-SECTION WITH VARIABLE WEB HEIGHT WITH LIMITED PLASTIFICATION

Д.т.н., проф. ***Білик С.І.****, к.т.н., доц..* ***Глітін О.Б.****, аспірант,* ***Золотопольський О.Є.*** *(Київський національний університет будівництва і архітектури)*

Bilyk S.I., *doctor of technical sciences, professor,* ***Glitin O.B.,*** *candidat of technical sciences,* ***Zolotopolskiy O.E.****, postgraduate student (Kiev National University of Construction and Architecture)*

Аннотації

Проведені теоретичні дослідження оптимальної висоти сталевої двотаврової балки з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій. Отримані формули для визначення оптимальної висоти балки змінного перерізу при розвитку малих пластичних деформацій.

Ключові слова: Сталь, рами, колони, балки, двотаври, змінність, переріз, стінка, пластичність, оптимальність.

The famous researches are the fundamental theoretical apparatus for the decision of a numerous problems of the optimum height of I-shaped cross-section with variable web height with limited plastification.

Key words: Steel, frame, columns, beam, I-shaped, cross-section, variable, web, inelastic, optimum, plastification.

Стан питання та задачі досліджень. Широке впровадження у будівництво ефективних за витратами сталі сталевих конструкцій із зварних двотаврових елементів зі змінним перерізом пов'язано з розвитком теорії розрахунку зварних двотаврів змінного перерізу на міцність і стійкість, та визначення ресурсу таких рамних каркасів. Одним з важливих ресурсів сталевих рамних конструкцій, як відомо, є врахування розвитку обмежених пластичних деформацій. Теорія малих пластичних деформацій в сталевих конструкціях постійного перерізу має унікальну історію глибоких досліджень [1…5]. Пошук раціональної балкових конструкції з розвинутих і зварних двотаврів змінної жорсткості присвячені роботи [6,7,8]. Врахування розвитку пластичних деформацій в балках з постійним та змінним перерізом

присвячена робота [5]. Стаття [8] присвячена розвитку теорії проектування оптимальних зварних двотаврів змінного перерізу при пружній роботі матеріалу. Таким чином, залишається ряд задач з визначення раціональної форми балки зі змінною висотою стінки при врахуванні розвитку малих пластичних деформацій.

Стаття присвячена пошуку оптимальної висоти двотаврової балки зі змінною висотою перерізу при розвитку обмежених пластичних деформацій.

Розглянута сталева двоскатна двотаврова балка зі змінною висотою стінки довжиною l. Висота стінки змінюється за лінійним законом від центру балки з обох боків:

$$h_{wn} = h_{w0}\left(1-\gamma_h \frac{2z}{l}\right). \tag{1}$$

h_{wn} - найменша висота стінки, h_{w0} - максимальна (найбільша) висота стінки. Середня висота стінки буде:

$$\frac{h_{w0}+h_{wn}}{2} = \frac{h_{w0}\left(1+1-\gamma_n\right)}{2} = h_{w0}\left(1-\gamma_n/2\right). \tag{2}$$

Визначення оптимальної висоти балки змінного перерізу з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій за підходом розвинутим у роботах [6,8] врахувує змінність висоти стінки. Таким чином, вага балки включає вагу двох полиць площею A_f кожна і вагу стінки трапецеподібної форми.

$$m_b = 2\cdot 2\rho\psi_f A_f \frac{l}{2} + \rho\psi_w t_w \left(\frac{h_{w0}+h_{wn}}{2}\right) l. \tag{3}$$

Вага балки залежить від конструктивних коефіцієнтів, які враховують витрати сталі на другорядні деталі (опорне ребро, проміжні ребра, накладки по стінці і полицям, тощо). У формулі (3) конструктивний коефіцієнт полиці позначені через $\psi_f = \left(m_f + m_{df}\right)/m_f$, а стінки через $\psi_w = \left(m_w + m_{dw}\right)/m_w$.

Далі краще використовувати приведене значення витрат сталі на одиницю довжини балки - m_b/l.

$$\frac{m_b}{l} = \rho\left[2\psi_f A_f + \psi_w t_w h_{w0}\left(1-\frac{\gamma_n}{2}\right)\right]. \tag{4}$$

З умов рівноваги будь-якого перерізу балки, де виникають максимальні напруження при розвитку обмежених пластичних деформацій значення пластичного моменту опору перерізу буде.

$$W_{xplz} = \left[A_f \left(h_{wz} + t_f \right) + \frac{h_{wz}^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a^2{}_{wz} t_w \right]. \qquad (5,а)$$

Враховуючи, що товщина поясів значно менше ніж висота стінки, приблизно приймається наступне відношення $h_{wz} \approx h_z, (h_{wz} + t_f \approx h_z)$ - висота стінки дорівнює висоті балки (h_z). Тоді пластичний момент опору перерізу при розвитку обмежених пластичних деформацій за (5,а) буде:

$$W_{xplz} = \left[A_f h_z + \frac{h_z^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a^2{}_{wz} t_w \right]. \qquad (5,б)$$

Пружній момент опору перерізу визначається традиційною формулою через момент інерції перерізу:

$$I_{xz} = 2A_y \left(\frac{h_{wz} + t_f}{2} \right)^2 + \frac{h^3{}_{wz}}{12}; \; W_{xz} = A_f \left(h_{wz} + t_f \right) + \frac{h_{wz} t_w}{6}. \qquad (6)$$

Для перерізу з максимальною висотою перерізу пружній момент опору перерізу і пружно-пластичний момент опору перерізу вираховують через геометричні розміри максимального перерізу за формулами (5,6).

$$W_{x0} = A_f h_0 + \frac{h_0 t_w}{6}. \qquad (7)$$

$$W_{xpl0} = \left[A_f h_0 + \frac{h_0^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a^2{}_{w0} t_w \right]. \qquad (8)$$

З формули (8) швидко визначають площу перерізу полиці при умові виникнення в максимальному прерізі максимального розрахункового згинального момента.

$$A_f = \frac{W_{xpl0}}{h_0} - \frac{h_0 t_w}{4} + \frac{1}{3} \frac{a^2{}_{w0} t_w}{h_0}. \qquad (9)$$

Заміна у виразі приведеної ваги балки (4) площі перерізу за (9) приводить до залежності приведеної ваги від одного аргумента: висоти балки у відповідності з відомим методологічним підходом [1,3,6,8].

$$\frac{m_b}{\rho l}=\frac{2W_{xp0}\psi_f}{h_0}+t_w h_0\left[\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-\frac{\psi_f}{2}\right]+\frac{2}{3}\frac{a_{w0}^2 t_w\psi_f}{h_0}. \quad (10)$$

Ведення відносного параметра пружних деформацій [1]: відношення висоти пружньої зони стінки до висоти балки - a_{w0}, дає відношення залежності ваги конструкції від відносних параметрів.

$$\xi_{w0}=2a_{w0}/h_0;\ \ 2a_{w0}=\xi_{w0}h_0;\ a_w^2=\frac{\xi_w^2 h_0^2}{4}. \quad (11)$$

$$\frac{m_b}{\rho l}=\frac{2W_{xp0}}{h_0}\psi_f+t_w h_0\left[\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-\frac{\psi_f}{2}\right]+\frac{2}{3}\frac{\xi_{w0}^2 t_w h_0}{4}\psi_f. \quad (12)$$

Критерій оптимальної висоти балки змінного перерізу з урахуванням розвитку пластичних денформацій є умова екстремуму функції (12).

$$\left(\frac{m_b}{\rho_l}\right)'=-\frac{2W_{xp0}}{h_0^2}\psi_f+t_w\left[\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-\frac{\gamma_f}{2}+\frac{1}{6}\xi_{w0}^2 t_w\psi_f\right]=0. \quad (13)$$

Оптимальна висота балки змінного перерізу з урахуванням обмеженого розвитку пластичних деформацій слід визначати за формулою:

$$h_0=k_{t0}\sqrt{\frac{W_{xpl0}}{t_w}};\quad k_t=\sqrt{\frac{2\psi_f}{\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)+\frac{1}{2}\psi_f\left(\frac{1}{3}\xi_{w0}^2-1\right)}}. \quad (14)$$

У випадку необхідності визначення оптимальної висоти балки через гнучкість стінки $\lambda_{w0}=h_{w0}/t_w$, що теж зручно. Відношення (12) слід записати виконав перехід від товщини стінки до гнучкості стінки: $t_w=h_0/\lambda_{w0}$.

$$\frac{m_b}{\rho l}=\frac{2W_{xp0}}{h_0}\psi_f+\frac{h_0^2}{\lambda_{w0}}\left[\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-\frac{\psi_f}{2}\right]+\frac{1}{6}\frac{\xi_{w0}^2 h_0^2}{\lambda_{w0}}\psi_f.$$

$$\left(\frac{m_b}{\rho l}\right)' = -\frac{2W_{xp0}}{h_0^2}\psi_f + 2\frac{h_0}{\lambda_{w0}}\left[\psi_w\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-\frac{\psi_f}{2}\right]+\frac{1}{3}\frac{\xi_{w0}^2 h_0}{\lambda_{w0}}\psi_f = 0. \quad (15)$$

Відношення для визначення оптимальної висоти балки змінного перерізу випливає при перетворенні умови (15).

$$h_0 = k_{\lambda 0}\sqrt[3]{W_{xpl0}\lambda_{w0}}; \quad k_{\lambda 0} = \sqrt[3]{\frac{2}{2\frac{\psi_w}{\psi_f}\left(1-\frac{\gamma_h}{2}\right)-1+\frac{1}{3}\xi^2}}. \quad (16)$$

Таким чином, у статті отримані формули для визначення оптимальної висоти сталевої двотаврової балки зі змінною висотою стінки з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при виникненні максимальних напружень в перерізі з максимальною висотою. При $\gamma_h = 0$, що відповідає конструкції балки постійного перерізу, формули (14,15) переходять до форми запису оптимальної висоти двотаврової балки постійного перерізу при врахуванні малих пластичних деформацій [1].

Список літератури

[1]. Металеві конструкції. Загальний курс. /Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавриненко Л.І., Бєлов І.Д., Володимирський В.О. – К.:Видавництво «Сталь»,2010.-869 с. [2]. Стрелецкий Н.Н. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций/ Н.Н.Стрелецкий, Г.Е.Бельский, Б.И.Любаров, А.Л. Чернов// Промышленное строительство, 1978, №6 - с. 7-11. [3]. Металлические конструкции. / Е.И.Беленя, В.А.Балдин, Г.С.Веденников. - М.: Стройиздат, 1991. – 687 с. [4]. Бельский Г.Е., О едином подходе к использованию диаграмм работы строительных сталей./ Г.Е.Бельский, П.Р. Одесский// Пром. стр-во, 1980, №7 - с. 4-6. [5]. Шебанін В.С. Аналітичні залежності розрахунку прогинів стержнів при складному опорі за межею пружності/ В.С.Шебанін , І.І. Хилько// Металеві конструкції. 2003, Т.6.,№1 – С.31–33. [6]. Білик С.І. Раціональні сталеві двотаврові балки зі змінною висотою стінки/ С.І. Білик // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Сб. наук. праць / МОН Украины, НУВГП. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 73-78. [7]. Катюшин В.В. Здание з каркасами из стальных рам переменного сечения/ Катюшин В.В. – М.: Стройиздат , 2005. – 651 с. [8]. Билык С.И. Оптимальные стальные двутавровые балки переменного сечения/ С.И. Билык // Современные металлические и деревянные конструкции: Сб. науч. тр. Междунар. Симпозиума, г. Брест, 15-18 июня 2009г. – Брест: ОАО «Брестская типография», 2009.

УДК 533.6.013.42; 696.2

ИДЕНТИФИКАЦИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

IDENTIFICATION OF DYNAMIC MODEL OF STRUCTURAL ELEMENTS BOLTED JOINT

д.т.н., доц. ***Волкова В. Е*** *(Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В .Лазаряна)*

Dr., Prof. ***Volkova V. E.*** *(Dnepropetrvsk National University of the Railway Transport Named after Academician V. Lazaryan)*

Аннотации

Статья посвящена вопросам прогнозирования динамических свойств соединений металлических конструкций. Выполнен анализ методов идентификации динамических характеристик болтовых соединений. Автором предложено использование фазовых траекторий свободных колебаний и их отображений для оценки диссипативных и упругих свойств болтовых соединений.

Ключевые слова: болтовые соединения, идентификация, диссипативные и упругие характеристики, отображения фазовых траекторий.

The article is devoted the problems of ptediction of dynamic characteristics of steel structure joint.. The analysizis of identification methodsof dynamic behaviorus of the bolted joit is worked out. An author suggested the application of phase trajectories of natiural vibrations and its mapping for the evaluation of dissipative and elastic characteristics of the bolted joints.

Keywords: bolted joints, identification, dissipative and elastic characteristics, phase trajectory mappings .

Введение

Конструкции, здания и сооружения представляют собой системы связанных между собой отдельных конструктивных элементов. Узлы и сопряжения отдельных конструктивных элементов осуществляют передачу нагрузки от одного конструктивного элемента к другому. Сложное поведение соединений конструктивных элементов оказывает

существенное влияния на динамические характеристики всей конструкции, здания или сооружений, например, такие как собственные частоты, формы колебаний и нелинейный характер реакции на внешнее возмущение. В настоящее время возникла необходимость в разработке методологии построения прогнозирующих моделей соединений конструкций.

1. Особенности динамического поведения болтовых соединений

Динамическое поведение металлических конструкций имеет сложный характер, так как каждый узел соединения отдельных конструктивных элементов включает в себя различные источники неопределенности с негладким нелинейными характеристиками.

Основными источниками нелинейностей моделей конструкций на болтовых соединениях являются: силы, возникающие в зонах контакта поверхностей, несовершенства самих контактных поверхностей из-за допусков изготовления. Заметим, что при наличии боковых сил в соединениях начальные усилия распределяются неравномерно. При воздействии эксплуатационных динамических нагрузок, наблюдается релаксация усилий в болтах, что приводит к временным изменением динамических свойств конструкции.

Большинство известных работ направлено на исследование механизмов диссипации энергии в болтовых соединениях, линейной идентификации динамических свойств болтовых соединений.

2. Анализ существующих методов идентификации динамических характеристик болтовых соединений

Существующие методы совместного определения динамических характеристик соединений металлических конструкции, как правило они основаны на обработке амплитудно-частотных характеристик, полученных экспериментальным путем[6] .

Так, Yoshimura провел ряд экспериментальных исследований для оценки динамических характеристик и количественные значения жесткости и демпфирования для болтовых и сварных соединений применительно к конструкциям, использующимся в машиностроении. Полученные в этой работе модальные параметры в дальнейшем были применены в ряде исследований для идентификации узлов строительных конструкций. В частности, в [4] был предложен метод идентификации параметров узлов металлических конструкций, на основе анализа собственных частот и форм колебаний конструкций. Yuan и Wu [7] и Kim [5] использовали упрощенную конечноэлементную модель для определения модальных

характеристик и оценки жесткостых и диссипативных свойств узлов. Однако, эти методы требуют точной оценки модальных параметров, которые трудно получить, особенно в случаях связанных и быстро затухающих мод.

3. Применение отображений фазовых траекторий в расширенном пространстве для выявления нелинейности

Традиционно, исследование динамических систем происходит во временной области. Развитие геометрических методов позволило получить решения для ряда важных прикладных задач [1], и указало на необходимость исследования для нелинейных систем качественного поведения. В основе нелинейной динамики лежат работы А. Пуанкаре, А. М. Ляпунова, Ж. Адамара. Существуют примеры успешного использования методов нелинейной динамики для анализа и обработки сигналов и построения моделей. Однако особенность данных подходов состоит в том [2], что их применение к экспериментальным данным алгоритма реконструкции не имеет своей целью получение модели, способной воспроизводить исходный режим.

Известно, что ускорения точек более чувствительны к отклонениям колебаний от гармонических. Возможен и иной выбор параметров фазовых плоскостей [8]. Наибольший интерес представляет фазовая плоскость $(y, \ddot{y})$. Это связано с тем, что энергетические критерии на ней интерпретируются наиболее наглядно.

Предположим, что нам неизвестны функции, описывающие диссипативную и восстанавливающую силы. Первый вопрос при исследовании динамических свойств состоит в том, чтобы установить линейна система или нет.

Обозначим $\Pi_k = \{y_k, \dot{y}_k, \ddot{y}_k\}$, $k = 1, \ldots, n$, множество точек, описывающих измеренные значения перемещений, скоростей и ускорений исследуемой системы в моменты времени $t_k = t_0 + kT$, где T – период внешнего возмущения. Если мы представим эти точки в расширенном фазовом пространстве $(y, \dot{y}, \ddot{y})$, то получим набор точек, параметрически связанных по времени t_k.

Предположим, что ошибка измерений отсутствует, тогда

$$m\ddot{y}_k + H(\dot{y}_k, y_k) + R(y_k) = c \qquad (1)$$

где $c = F(t_0) = F(t_k)$ – постоянная величина для всех значений k. Это означает, что все точки находятся на поверхности, которая может быть описана уравнением $mw + h(u,v) + r(u) = 0$ в (u, v, w) -

пространстве. Если функции, описывающие диссипативную и упругую характеристики механической системы $H(y,\dot{y})$ и $R(y)$, линейны, то поверхность в расширенном фазовом пространстве вырождается в плоскость, т. е. все точки множества Π_k должны лежать на плоскости E . Тогда, существуют два действительных числа – a_1 и a_2 , такие, что все точки множества Π_k должны удовлетворять условию,

$$m\ddot{y}_k + a_1\dot{y} + a_3 y = c \text{ , для } k = 1,\ldots,n \text{ ,} \qquad (2)$$

которое является признаком линейности системы. Изменим амплитуду вынуждающей силы $F(t)$ на $a_3 F(t)$, где действительное положительное число $a_3 > 0$, то соответствующее множество результатов измерений $\Pi_k^{(a_3)}$ удовлетворяет условию $\Pi_k^{(a_3)} = a_3 \Pi_k$, что является вторым признаком линейности системы. Конечно, на практике измерения имеют некоторую погрешность. Если существуют константы a_1 и a_2 ,такие что все измеренные точки лежат на плоскости или в окрестности плоскости определяемой a_1 и a_2 и c , то мы можем сделать заключение о том, что система (1) линейная или слабо нелинейная.

Ранее в работе [3],авторами была предложена динамическая модель болтового соединения, в которой характеристика упругой силы имела вид

$$R(y) = k_0 + k_1 y + \Sigma k_n y^n + K_{db} \text{, где } K_{db} = \begin{cases} k_{db}(y - y_{db}) для\ y_{db} \le y \\ 0\, для - y_{db} \le y \le y_{db} \\ k_{db}(y + y_{db}) для\ y \le -y_{db} \end{cases} \qquad (3),$$

где k_0 - начальное усилие в соединении, kx - линейная упруга сила; $\Sigma k_n y^n$ - нелинейная упругая сила; y_{db} - люфт соединения.

Очевидно, что, так как эта характеристика (3) имеет разрывные нелинейности, то оценка ее параметров на основе применения метода наименьших квадратов к результатам экспериментальных исследований встречает существенные вычислительные трудности.

В тоже время графическая обработка отображений фазовых траекторий позволяет установить тип нелинейности упругих и диссипативных характеристик, установить численные значения параметров.

Исследуем динамическую систему, описываемую дифференциальным уравнением (1). Предположим, что одна из характеристик $H(y,\dot{y})$ или

$R(y)$, задана. Для того чтобы определить неизвестную функцию предположим, что система предварительно находилась в состоянии равновесия. В начальный момент времени приложим периодическую внешнюю силу $F(t)$. Выполним измерения ускорений $\ddot{y}$, скоростей $\dot{y}$ и перемещений y в моменты времени $t_k = t_0 + kT$. Полученные результаты обозначим $\{\Pi_k\} = \{\bar{y}, \dot{\bar{y}}, \ddot{\bar{y}}\}$. Заметим, что все точки множества $\{\Pi_k\}$ удовлетворяют условию

$$r(\bar{y}_k) + h(\dot{\bar{y}}_k) = c - m\ddot{\bar{y}}_k, \qquad (4)$$

в предположении, что ошибка измерений отсутствует или мала. В случае когда $H(y, \dot{y})$ задано, возможно графически отобразить результаты на $(y, R(y))$-плоскости и получим параметрическую $R(y)$. Напомним, что отображения фазовых траекторий для стационарных процессов представляют собой неподвижную точку. Таким образом, количество анализируемых точек зависит от длины переходного процесса. Уровень диссипации в исследуемой механической системе, а также параметры внешнего возмущения существенно влияют на длину переходного процесса. Заметим, что для заданного уровня внешнего возмущения наибольшим значениям ускорений и перемещений будут соответствовать значения амплитуды стационарных колебаний.

Для разделения функций, описывающих характеристики упругой и диссипативной сил, предположим, что $h(y, \dot{y}) = h(\dot{y})$, т.е. характеристика диссипативной силы не зависит от перемещений, тогда в некоторые моменты времени выполняются условия

$h(\dot{\bar{y}}_k) = c - m\ddot{\bar{y}}_k$ для $\bar{y}_k = 0$, $r(\bar{y}_k) = c - m\ddot{\bar{y}}_k$ для $\dot{\bar{y}}_k = 0$.

Если полученное количество точек недостаточно для удовлетворительного представления зависимости упругой силы

$$m\ddot{y}_k + H(\dot{y}_k, y_k) + R(y_k) = a_3 F(t) + a_4;\ y(0) = 0;\ \dot{y}(0) = 0,$$

где a_3, a_4 могут принимать произвольные значения.

Заключение

Таким образом, предложенный метод структурной идентификации, состоит в построении фазовых траекторий и их отображений в расширенном фазовом пространстве. На основе исследования экспериментальных данных, предложено выявление нелинейности

структуры уравнений, решение которых имеет адекватное динамическое поведение, моделируя при этом качественную динамическую сложность изучаемого динамического процесса.

Список литературы:

1. Андронов А. А., Леонтович Е. А., Гордон И. И., Майер А. Г. Качественная теория динамических систем второго порядка.— М.: Наука, 1966.
2. Фершинг Г. Основы аэроупругости. – М.: Машиностроение, 1984. – 600 с.
3. E.F. Crawley, K.J. O'Donnell, Force-state mapping identification of nonlinear joints, American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal 25 (1987) 1003–1010.
4. Ibrahim R.A. , Pettit C.L. Uncertainties and dynamic problems of bolted joints and other fasteners//Journal of Sound and Vibration 279 (2005) 857–936
5. [163] T.R. Kim, X.M. Wu, K.F. Eman, Identification of the joint parameters for a taper joint, American Society of Mechanical Engineers, Journal of Engineering for Industry 111 (1989) 282–287.
6. [171] M. Yoshimure, Measurement of dynamic rigidity and damping property of simplified joint models and simulation by computer, Annals CIRP 25 (1977) 193–198.
7. [176Yuan J.X., Wu X.M. , Identification of the joint structural parameters of machine tool by DDS and FEM, American Society of Mechanical Engineers, Journal of Engineering for Industry 107 (1985)64–69.
8. Volkova V. E., Schneider K. Qualitative theory and identification of dynamic system with one degree of freedom // Прикладная механика. т – 2005. – Т. 41, № 6. – С. 134–139.

УДК 624. 072. 002.2

УСТОЙЧИВОСТЬ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ОТКРЫТОГО ПРОФИЛЯ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ОСЕВОМУ СЖАТИЮ С ИЗГИБОМ

STABILITY OF STEEL ELEMENTS OF OPEN PROFILE, SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION WITH BEND

Д.т.н., проф. ***Голоднов А.И****, инженер* ***Иванова И.А.*** *(ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского»), инженер* ***Балашова О.С.*** *(Донбасский государственный технический университет)*

Dr. Professor ***Golodnov A.I.****, eng.* ***Ivanova I.A.*** *(LTD V. Shimanovsky Ukrsteelconstruction, Kyiv) , eng.* ***Balashova O.S.*** *(Donbass State Technical University)*

Аннотация. Разработана упрощенная методика оценки устойчивости стальных элементов открытого профиля, подверженных осевому сжатию с изгибом в одной или двух плоскостях. Учет неупругой работы стали осуществляется путем введения дополнительных коэффициентов условий работы.
Ключевые слова: стальные конструкции открытого профиля, осевое сжатие с изгибом, неупругая работа стали, устойчивость.

Анотація. Розроблено спрощену методику оцінки стійкості сталевих елементів відкритого профілю, які піддано осьовому стиску з вигином в одній або двох площинах. Врахування непружної роботи сталі здійснюється шляхом введення додаткових коефіцієнтів умов роботи.
Ключові слова: сталеві конструкції відкритого профілю, осьовий стиск з вигином, непружна робота сталі, стійкість.

Annotation. The simplified methodology of estimation of stability of steel elements of open profile, subject to the axial compression with a bend in one or two planes, is worked out. The account of unresilient work of steel comes true by introduction of additional coefficients of terms of work.
Keywords: steel constructions of open profile, axial compression with a bend, unresilient work became, stability.

Введение. Постановка проблемы. Несущая способность стальных конструкций при действии статических нагрузок определяется

прочностью или устойчивостью. В первом случае это отвечает достижению такого состояния, при котором увеличение внешней нагрузки невозможно из-за того, что элементы конструкции имеют хотя бы в одном сечении напряжения, равные предельным (предел прочности для хрупких материалов или предел текучести для пластичных). В этом состоянии происходит либо разрушение конструкции, либо нарастание ее деформаций. Во втором случае это отвечает потере устойчивости, что сопровождается сильным развитием деформаций.

Для конструкций, работающих при однократном нагружении (нагрузка монотонно увеличивается до исчерпания несущей способности), учет развития пластических деформаций актуален и позволяет учесть специфику деформирования сжатых элементов из упругопластического материала.

Для конструкций, работающих при циклических нагрузках, развитие пластических деформаций может привести к появлению и последующему возрастанию дополнительных (остаточных) прогибов после каждого цикла нагружения, которые при дальнейшей эксплуатации могут привести к преждевременному отказу конструкций. Ограничение (устранение) остаточных прогибов может быть достигнуто путем принятия для расчетов подобных конструкций такого подхода, когда величина коэффициента продольного изгиба может быть принята равной φ_{el}, а величина коэффициента, учитывающего развитие пластических деформаций, принимается равной $\gamma_{pl} = 1$ [1].

Цель настоящих исследований – разработка упрощенной методики оценки устойчивости стальных элементов открытого профиля при осевом сжатии с изгибом.

Основная часть. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов выполняется как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняется в соответствии с пунктом 1.6.2.2 по формуле [2]:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \le 1. \qquad (1)$$

В этой формуле коэффициент φ_e для сплошностенчатых элементов определяется по таблице К.3 приложения К [2] в зависимости от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}

Анализ рекомендуемых нормативными документами [2, 3] методик позволил сделать следующие выводы.

1. Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M принимаются для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали. Подобное предположение не отвечает фактическим условиям эксплуатации конструкций средних гибкостей ($60 \le \lambda \le 120$) как в части недеформирования при нагружении, так и упругой работы материала.
2. Учитывая изложенное в п. 1.1.3.8 ДБН В.2.6-163:2010 [2], расчет на устойчивость необходимо выполнять по деформированной схеме с учетом возможного развития пластических деформаций. Развитие пластических деформаций при циклическом загружении и их влияние на устойчивость может быть учтено путем введения коэффициента продольного изгиба φ_{el} [1]. Это отвечает требованиям пункта 1.1.3.7 [1]. Для элементов, подверженных однократному загружению, влияние развития пластических деформаций может быть учтено введением дополнительного коэффициента $\gamma_{pl} \ge 1$
3. В настоящее время разработаны методы расчета элементов двутаврового сечения с учетом влияния неупругих свойств стали и ОНС при осевом сжатии с изгибом в плоскости большей или меньшей жесткости [3 и др.]. Методы расчета элементов при изгибе в двух плоскостях по деформированной схеме отсутствуют.

После обработки результатов математического эксперимента были установлены следующие зависимости:

- формула для определения коэффициента продольного изгиба для такого состояния сжатого элемента, при котором в наиболее напряженном сечении напряжения не превышают предела упругой работы стали (сечение работает упруго, максимальные напряжения в сечении $\sigma_{\max} \le R_y$, развитие пластических деформаций отсутствует), $\varphi_{el} = f_1(\bar{R},\ m,\ \bar{\lambda})$;
- формула для определения коэффициента, учитывающего влияние пластических деформаций в наиболее напряженном сечении,

$\gamma_{pl} = f_2(\overline{R},\ m,\ \overline{\lambda})$.

Напряженно-деформированное состояние (НДС), возникающее в двутавровых элементах, показано на рис. 1 и рис. 2.

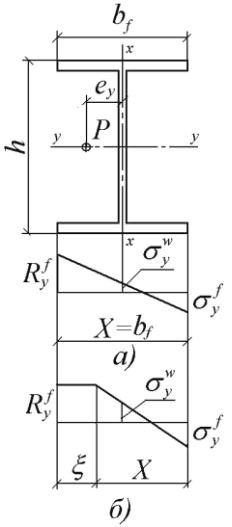


Рис. 1. Развитие пластических деформаций в поясах при изгибе в плоскости меньшей жесткости:
а) НДС сечения при достижении расчетного сопротивления стали в поясах («упругая» несущая способность);
б) НДС сечения при развитии упругопластических деформаций в поясах

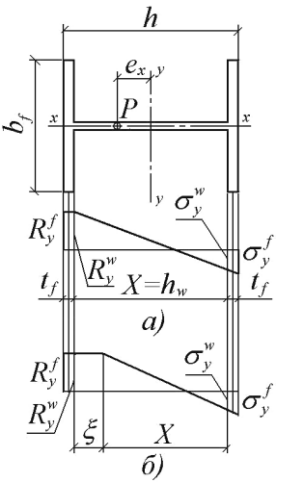


Рис. 2. Развитие пластических деформаций в стенке при изгибе в плоскости меньшей жесткости:
а) НДС сечения при достижении расчетного сопротивления стали в поясе («упругая» несущая способность);
б) НДС сечения при развитии упругопластических деформаций в стенке

Аналогичное НДС возникает и в элементах швеллерного сечения.
Такой подход был принят по следующим соображениям. Известно, что коэффициент продольного изгиба зависит от гибкости, которая, в свою очередь, зависит от приведенной длины элемента и радиуса инерции сечения. При условии упругой работы материала можно считать, что для различных сечений, но с одинаковыми параметрами $(\overline{R},\ m,\ \overline{\lambda})$,

величина коэффициента продольного изгиба будет одинакова. При циклическом нагружении высокого уровня развитие пластических деформаций будет способствовать появлению остаточных прогибов при разгрузке, поэтому при проектировании таких конструкций нельзя допускать развития пластических деформаций.

Развитие пластических деформаций в сечении может быть учтено коэффициентом γ_{pl}. Его величина в первую очередь зависит от формы поперечного сечения. Физический смысл коэффициента γ_{pl} – это отношение величины коэффициента продольного изгиба, определенного при расчетах с учетом развития пластических деформаций φ_{pl}, к величине коэффициента φ_{el}, т.е. $\gamma_{pl} = \varphi_{pl} / \varphi_{el}$.

Формулы для определения коэффициентов φ_{el} и γ_{pl} приведены в работе [1]. Эти формулы получены в ходе проведения математического эксперимента.

Всего было просчитано более 1000 моделей элементов с различными параметрами $\overline{R}$, m, $\overline{\lambda}$ и видами остаточного напряженного состояния (ОНС). В результате анализа полученных данных установлено следующее:

- влияние ОНС на поведение элементов под нагрузкой для всего диапазона изменения прочностных свойств материала характеризуется похожими зависимостями: зоны остаточных растягивающих напряжений (ОРН), расположенные на кромках поясов, способствуют увеличению, а зоны ОРН в районе поясных швов способствуют снижению величин несущей способности;
- наиболее существенные расхождения в величинах несущей способности для сжатых сварных элементов с поясными швами и без поясных швов наблюдаются в диапазоне величин гибкости от 60 до 80;
- для элементов с зонами ОРН на кромках поясов расхождения начинаются с величин гибкости, превышающих 40;
- была подтверждена необходимость учета упругопластических свойств стали при расчетах элементов на устойчивость. Для двутавровых элементов, деформирующихся в плоскости меньшей жесткости, отношение несущей способности, определенной для сжатых элементов с учетом развития пластических деформаций, к аналогичной величине, определенной без учета развития пластических деформаций («упругая» несущая способность) доходило до 1,736 (для $R_y = 205$ МПа, $\lambda = 20$ и $m = 2{,}72$). Для элементов, деформирующихся в плоскости большей жесткости, такое соотношение величин несущей

способности не превышало 1,054. Подобное обстоятельство можно объяснить существенным развитием пластических деформаций в поясах и, соответственно, существенным ростом несущей способности при деформировании в плоскости меньшей жесткости (рис. 1) и относительно небольшим развитием пластических деформаций в стенке при деформировании в плоскости большей жесткости (рис. 2);

- влияние ОНС учитывается с помощью коэффициента $\beta_{f,rs}$ [1].

Таким образом, в ходе проведения математического эксперимента получены зависимости, позволяющие перейти от недеформированной расчетной схемы к деформированной при выполнении инженерных расчетов несущей способности стальных элементов, подверженных осевому сжатию с изгибом, что позволяет получить результат с более высокой точностью.

ВЫВОДЫ

На основе проведенных исследований можно сделать выводы.

1. Остаточные напряжения возникают в элементах стальных конструкций в процессе изготовления вследствие применения технологических операций, связанных с локальным разогревом.
2. Предложена инженерная методика учета влияния неупругих свойств стали и ОНС при выполнении инженерных расчетов несущей способности стальных элементов, подверженных осевому сжатию с изгибом, путем введения дополнительных коэффициентов φ_{el}, γ_{pl} и $\beta_{f,rs}$. Методика позволяет оценить степень влияния отмеченных выше факторов на несущую способность элементов с достаточной для практических целей точностью.

Список литературы

1. Голоднов А.И. Упрощенный метод расчета сварных элементов, подверженных осевому сжатию с изгибом / А.И. Голоднов, О.С.Балашова // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 2. – С. 30–34.
2. ДБН В.2.6-163:2010. Державні будівельні норми України. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 202 с.
3. Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.

УДК 69.059.22:699.8

ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURE AFFECTING DURABILITY AND DEFORMABILITY OF GAGGERS

Д.т.н., проф. ***Голоднов А.И****, (ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского»), к.т.н., доц.* ***Отрош Ю.А.*** *(Академия пожарной безопасности им. Героев Чернобыля, г. Черкассы), инж.* ***Ткачук И.А.*** *(испытательный центр ООО «ТЕСТ», г. Бровары Киевской обл.), инж.* ***Семиног Н.Н.*** *(Броварское управление ГУ МЧС Украины в Киевской обл.)*

Dr. Professor ***Golodnov A.I.*** *(LTD V. Shimanovsky Ukrsteelconstruction, Kyiv, candidate of engineering sciences, associate professor* ***Otrosh Y.A.*** *(Academy of Fire Safety named after Chernobyl Heroes, Cherkassy), eng.* ***Tkachuk I.A.*** *(proof - of - concept center LTD «TEST» Brovarys of the Kyiv region), eng.* ***Seminog N.N.*** *(Brovary management of MA MES of Ukraine)*

Аннотация. Изложены методические подходы к определению прочности арматурных стержней при нагреве до разных температур. Приведены результаты экспериментальных исследований.
Ключевые слова: арматура, нагрев, испытания на разрыв, прочность.

Анотація. Викладено методичні підходи до визначення міцності арматурних стержнів при нагріві до різних температур. Приведені результати експериментальних досліджень.
Ключові слова : арматура, нагрів, випробування на розрив, міцність.

Annotation. The methodical going is expounded near determination of durability of re-barss at heating to the different temperatures. Results over of experimental researches are brought.
Keywords: armature, heating, tests on a break, durability.

Введение. Постановка проблемы. На несущую способность и деформативность строительных конструкций, находящихся в условиях пожара, влияют физико-механические свойства материала конструкций, которые изменяются в зависимости от температуры

нагрева. В частности, такие свойства определяются пределом прочности (R) и модулем упругости (E) материала, из которого выполнены конструкции.

При изменении температуры от 20 ^{o}C до 200…300 ^{o}C предел прочности некоторых марок сталей и бетона увеличивается: в первом случае за счет снижения технологических напряжений, а во втором – за счет уменьшения свободной влаги в порах бетона.

Увеличение температуры материала способствует снижению его модуля упругости, что приводит к увеличению деформативности конструкции.

Важное значение для анализа поведения конструкций в условиях пожара имеет характер их деформации. Температурное расширение бетона в основном зависит от температурных деформаций его заполнителей. Величина температурных деформаций у тяжелых бетонов на гранитном щебне в два раза больше температурных деформаций легких бетонов на заполнителе в виде керамзита.

Деформации температурного расширения арматурных сталей растут с ростом температуры до 700 ^{o}C.

Относительно стальных конструкций, а также стальной арматуры в железобетонных конструкциях, значение общей деформации при пожаре зависит от деформации температурного расширения, изменения модуля упругости, а также деформации ползучести. Под понятием «температурная ползучесть» подразумевается изменение деформаций во времени при постоянных значениях температуры и действующей нагрузки. Основными факторами, влияющими на величину и скорость ползучести, являются величины напряжений, температура, а также длительность их действия. Из этих факторов основным остается уровень напряжений, что влияет на скорость ползучести при определенной температуре. С увеличением величины напряжений скорость температурной ползучести возрастает.

Цель настоящих исследований – выявление особенностей работы и изменения характеристик прочности стальной арматуры при температурных воздействиях.

Основная часть. Для получения экспериментальных данных, свидетельствующих о характере деформирования и разрушения стальной арматуры под воздействием высоких температур, были проведенные исследования образцов арматурной стали разных классов (А240, А400, А500, А600) по ДСТУ 3760:2006 [1]. Образцы, изготовленные из одного прута арматурной стали, имели одинаковую маркировку.

Программой испытаний предусматривалось:

- изготовление образцов арматурной стали для дальнейших испытаний при термических воздействиях;
- проведение химического анализа металла для уточнения класса арматурной стали;
- определение магнитных свойств металла для выявления однородности материала и отбраковки образцов;
- проведение испытаний изготовленных образцов при термических воздействиях;
- проведение стандартных испытаний образцов на растяжение;
- определение по результатам проведенных испытаний класса арматурной стали.

Были испытаны образцы 4 серий, которые были изъяты из прутьев арматурной стали классов А240, А400, А500, А600 соответственно. Длина каждого из образцов составляла 400 мм Часть образцов (по 2 шт.) были испытаны в состоянии поставки при комнатной температуре на разрывной машине ГРМ-2М.

Для проведения испытаний при термических воздействиях из арматурной стали ø12 мм на токарном станке были изготовлены образцы согласно требований ГОСТ 1497-84 [2] (Приложение 2, тип II). Эти образцы имели вид гантелей с утолщениями на концах. Длина образцов составляла 100 мм, диаметр рабочей части – 6 мм (рис. 1). Испытания проводились на разрывной машине УМ-4Р, которая может развивать максимальное усилие растяжения 40 кН.

Нагревание образцов до максимальной температуры 1000 ^{o}C выполнялось с помощью трубчатой электропечи. Температура нагрева контролировалась с помощью термопар «платина-родий-платина» и фиксировалась с помощью прибора КСП-3П. После установки образца в разрывную машину выполнялся разогрев до фиксированной температуры (100 ^{o}C, …, 700 ^{o}C с интервалом 100 ^{o}C). После выдержки при фиксированной температуре в течение 30 мин. выполнялось испытание на растяжение в течение 2…3 мин. Общий вид оборудования для проведения испытаний приведен на рис. 2.

В ходе проведения испытаний получены такие результаты.

1. Для всех образцов зависимость предела прочности от температуры имеет похожий характер: при изменении температуры от 20 ^{o}C до 200...300 ^{o}C предел прочности увеличивается, а потом начинает уменьшаться. При температуре 700 ^{o}C предел прочности равняется приблизительно 0,1 от величины предела прочности при 20 ^{o}C (рис. 3).

Рис. 1. Изготовление экспериментальных образцов из арматуры периодического профиля

Рис. 2. Общий вид оборудования для проведения испытаний при термических воздействиях

2. Предел текучести для всех испытанных образцов с увеличением температуры уменьшается и имеет вид пологой кривой (рис. 4).
3. Коэффициент снижения нормативного сопротивления арматурной стали с увеличением температуры уменьшается и имеет вид пологой кривой (рис. 5). Приведенные в проекте ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X [3] кривые (рис. 4.2а, 4.2б) существенно отличаются от кривых, которые были получены в ходя проведение эксперимента.

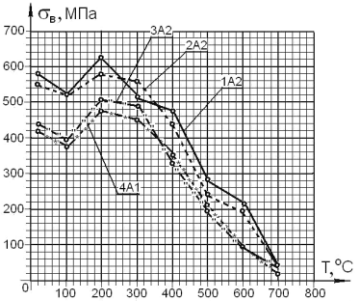


Рис. 3. Зависимости предела прочности от температуры

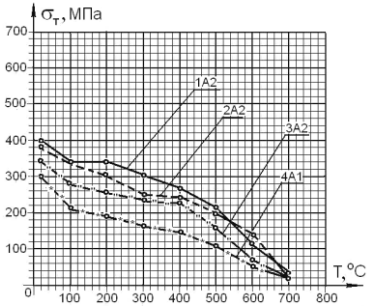


Рис. 4. Зависимость предела текучести от температуры

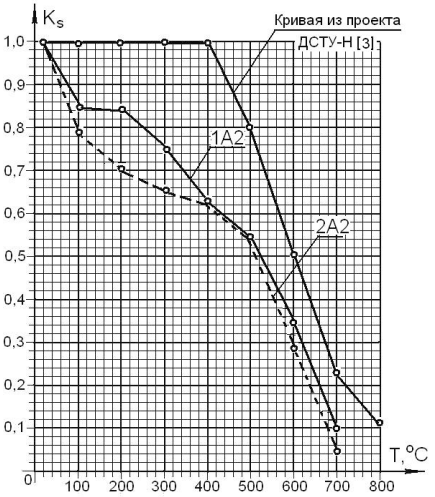


Рис. 5. Зависимость коэффициента снижения нормативного сопротивления от температуры

ВЫВОДЫ

На основе проведенных исследований сделаны следующие выводы.

1. Для всех испытанных образцов зависимость границы прочности от температуры имеет похожий характер: при изменении температуры от 20 ^{o}C до 200…300 ^{o}C предел прочности увеличивается, а потом начинает уменьшаться. Предел текучести для всех испытанных образцов с увеличением температуры уменьшается и имеет вид пологой кривой. Полученные результаты отвечают современным представлением о характере работы арматурной стали при нагревании.
2. Коэффициент снижения нормативного сопротивления арматурной стали с увеличением температуры уменьшается и имеет вид пологой кривой. Приведенные в проекте ДСТУ-Н Б В.2.6-ХХ:200Х [3] кривые существенно отличаются от кривых, которые были получены в ходе проведение эксперимента. Подобное обстоятельство свидетельствует о необходимости проведения полномасштабных экспериментальных исследований с целью определения характера изменения прочности арматурной стали в зависимости от температуры нагрева, поскольку принятие таких данных по ДСТУ-Н Б В.2.6-ХХ:200Х [3] может существенно исказить результаты расчетов огнестойкости железобетонных конструкций.

Список литературы

1. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – Надано чинності 11.12.2006. К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 26 с.
2. ГОСТ 1497–84* (ИСО 6892–84, СТ СЭВ 417–77). Металлы. Методы испытания на растяжение: Взамен ГОСТ 1497–73. – Введ. с 01.01.86. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1986. – 36 с.
3. ДСТУ-Н Б В.2.6-ХХ:200Х. Проектування залізобетонних конструкцій. Основні положення. Вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, MOD) / Мінрегіонбуд України, 200Х. – 75 с.

УДК 624.015.5

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ, СВОБОДНО ОПИРАЮЩЕЙСЯ НА СИСТЕМУ СТАЛЬНЫХ БАЛОК

FEATURES OF CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE SLAB FREELY LEANING ON THE STEEL BEAM SYSTEM

Д.т.н., проф. ***Голоднов А.И.*** *(ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского»),* *к.т.н., доц.* ***Псюк В.В.,*** *инженер* ***Кондратюк Е.В.*** *(Донбасский государственный технический университет)*

Dr. Professor ***Golodnov A.I.*** *(LTD V. Shimanovsky Ukrsteelconstruction, Kyiv), candidate of engineering sciences, associate professor* ***Psuk V.V.****, eng.* ***Kondratyuk E.V.*** *(Donbass State Technical University)*

АННОТАЦИЯ: В действующих нормативных документах рассматриваются варианты совместной работы балок стального каркаса здания с железобетонной плитой. Это обеспечивается за счет анкеров и упоров. Возможность работы железобетонных плит, свободно опирающихся на стальные ригели, не рассматривается. Предложен метод расчета таких конструкций.
Ключевые слова: железобетонная плита, стальные балки, совместная работа, усиление.

АНОТАЦІЯ: У чинних нормативних документах розглядаються варіанти спільної роботи балок сталевого каркасу будівлі із залізобетонною плитою. Це забезпечується за рахунок анкерів і упорів. Можливість роботи залізобетонних плит, що вільно спираються на сталеві ригелі, не розглядається. Запропоновано метод розрахунку таких конструкцій.
Ключові слова: залізобетонна плита, сталеві балки, спільна робота, підсилення.

ABSTRACT: Current regulatory documents are only considering options of the joint operation of steel building framework with reinforced concrete slabs. This is assured by the usage of anchors and buttresses. Applicability of the reinforced concrete slab freely leaning on the steel beam system has not been considered yet. Methods of the calculation of such constructions are proposed.

Keywords: reinforced concrete slab, steel beams, joint operation, strengthening.

Введение. Постановка проблемы. В практике индустриального строительства перекрытия, как правило, выполняют из железобетона. Со второй половины XX века для перекрытий широко применялись сборные железобетонные панели массового изготовления. Такие конструкции с трудом включались в работу каркаса и учитывались в качестве жестких дисков при расчетах на горизонтальные воздействия и для обеспечения общей устойчивости. Усиление таких конструкций, при необходимости, может быть выполнено путем подведения стальных балок. Постановка анкеров и других элементов [1], обеспечивающих совместную работу конструкций, невозможна.

В последние годы находят широкое применение здания с монолитным железобетонным каркасом или со стальным каркасом и монолитными железобетонными перекрытиями. Такие перекрытия имеют ряд преимуществ перед сборными, например, возможность включения дисков перекрытий в работу совместно с конструкциями каркаса. Особенно это актуально для высотных зданий, возводимых с несущими стальными каркасами. Включение железобетонных перекрытий в работу каркаса позволит существенно экономить материал.

Обеспечение совместной работы железобетонных плит со стальными балками осуществляется путем постановки соответствующих анкеров или упоров. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опирающейся на стальные балки, мало освещена в научной и технической литературе. Решение такой задачи полностью зависит от квалификации проектировщиков и принятых предпосылок. При выполнении расчетов должны учитываться требования нормативных документов [1–5], а также предложения [6, 7 и др.].

Цель работы – разработка метода расчета сталежелезобетонного перекрытия со свободным опиранием железобетонных плит на стальные балки.

Основная часть. Расчет таких конструкций следует выполнять методом конечных элементов (МКЭ). Адекватная конструкции модель МКЭ должна учитывать все свойства конструктивных элементов, которые входят в состав сооружения, в частности, железобетона.

Поскольку при выборе (обосновании) проектных решений необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, необходимо разрабатывать две расчетные модели:

- упрощенную – для определения армирования плиты при проектировании новых конструкций или проверки достаточности существующего армирования (модель 1);

- усложненную – практически адекватную существующей конструкции, для определения прогибов и перемещений (модель 2).

В модели 1 железобетонную плиту необходимо моделировать плоскими КЭ, деформирующимися по линейному закону. Для бетона плиты следует задать величину модуля упругости в соответствии с ДБН В.2.6-98:2009 [2] с умножением на коэффициент 0,85, что позволит в первом приближении учесть нелинейную работу бетона.

Для определения прогибов конструкций перекрытия необходимо разработать модель 2 плиты с использованием объемных КЭ с нелинейной зависимостью деформирования бетона. Нелинейный характер деформирования можно учесть с помощью экспериментально полученных зависимостей «σ_b–ε_b» [6] для бетона соответствующего класса по прочности. Арматуру необходимо моделировать стержневыми КЭ приведенной площади для принятого шага дискретизации КЭ.

В обеих моделях стальные балки рекомендуется моделировать плоскими КЭ, что позволит определить напряженно-деформированное состояние (НДС) этих элементов и, при необходимости, на стадии расчетного обоснования изменить параметры стальных балок.

Поскольку характер деформирования стальных балок и плиты различный, в местах контакта плиты с балками должны быть введены КЭ односторонней связи между узлами, которые работают на сжатие и позволяют железобетонной плите отрываться от стальных балок.

При расчетах модели 1 принимаются предельные значения величин нагрузок в соответствии требованиями ДБН В.1.2-2:2006 [2]. В результате расчета получаются параметры армирования (при использовании, например, ВК ЛИРА).

Модель 2 используется при расчетах на характеристические значения величин нагрузок. В результате расчета получаются численные значения величин деформаций конструкций. Сравнение полученных результатов расчета (прогибов и других деформаций конструкций, напряжений в бетоне и арматуре при эксплуатационных нагрузках) позволит уточнить параметры плиты, стальных балок, исходя из ограничений по деформативности (ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [3]), а также трещиностойкости плиты (ДБН В. 2.6-98:2009 [4]), общей и местной устойчивости стальных балок (ДБН В.2.6-163:2010 [5]).

В качестве примера можно рассмотреть некоторые результаты расчета сталежелезобетонного перекрытия здания торгового комплекса «Домосфера» в г. Киеве [8]. Здание комплекса представляет собой трехэтажное, прямоугольное в плане многопролетное в обоих

направлениях каркасное сооружение. Шаг колонн в продольном и поперечном направлениях составляет 9 м, высота этажа – 5,25 м.

Каркас представляет собой пространственную рамную систему, состоящую из жестко сопряженных между собой стальных колонн и ригелей. Ригели располагаются в двух направлениях. Колонны жестко сопрягаются с монолитными железобетонными фундаментами.

В каждой ячейке посередине пролета установлена вспомогательная балка такого же сечения, что и ригели. Вспомогательные балки шарнирно соединяются с ригелями и располагаются по площади перекрытия ортогонально одна к другой в сопредельных ячейках.

Фрагмент перекрытия рассчитан с учетом совместной работы стальных ригелей, вспомогательных балок и неразрезной железобетонной плиты толщиной 160 мм. При этом учтено, что плита опирается на систему ригелей сверху без анкеров и других элементов, обеспечивающих совместную работу.

Пространственная жесткость каркаса обеспечивается совместной работой жестко соединенных между собой элементов (колонн и ригелей) и горизонтальных дисков перекрытий и покрытия.

Для определения НДС, армирования плиты и напряжений в стальных балках были разработаны модель 1 и модель 2. Результаты расчета модели 1 позволили определить армирование плиты. В результате расчета модели 2 получены изополя вертикальных перемещений ригелей и балок (рис. 1). Максимальное вертикальное перемещение для балки составило 15,23 мм, что значительно меньше предельной величины 36 мм. Изополя вертикальных перемещений плиты приведены на рис. 2. Максимальное вертикальное перемещение плиты составило 15,26 мм, а в соответствии с п. 2а табл. 1 ДСТУ Б В.1. 2-3:2006 [3] предельный прогиб плит перекрытий и покрытий, открытых для обзора, при пролете 6 м не должен превышать L/250 = 4500/200=22,5 мм.

Деформированная схема плиты со стальной балкой изображена на рис. 3. Из этого рис. видно, что вследствие разной деформативности конструкций железобетонная плита при рассмотренных загружениях фактически опирается по торцам балки и в середине пролета.

Выводы

Все вышеизложенное позволило сделать следующие выводы.

1. Расчет железобетонной плиты, свободно опирающейся на систему стальных балок, представляет собой довольно сложную задачу, точное решение которой в настоящее время отсутствует.

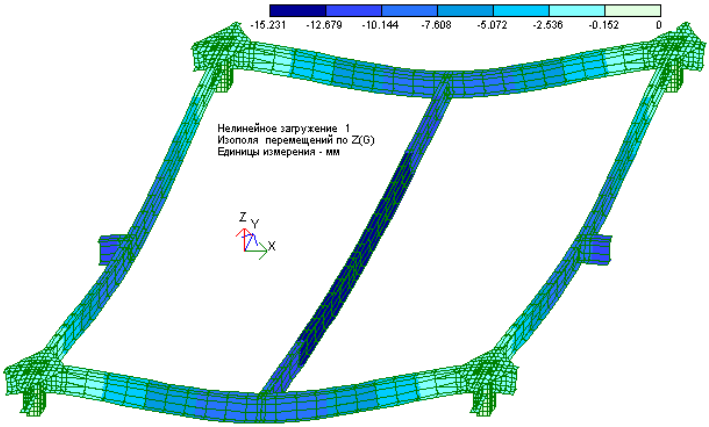


Рис. 1. Деформации ригелей вдоль оси OZ

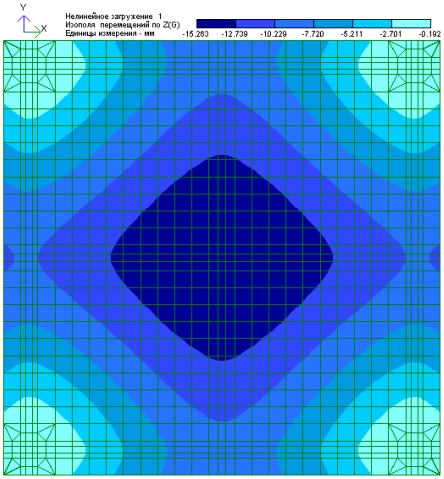


Рис. 2. Деформации железобетонной плиты вдоль оси OZ

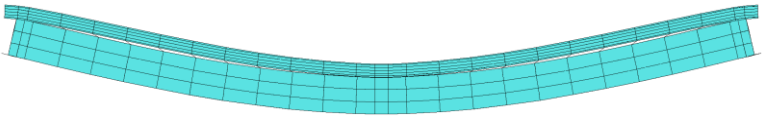


Рис. 3. Деформированная схема железобетонной плиты и балки

2. Предложена методика расчета железобетонных плит, свободно опирающихся на систему стальных балок, основанная на применении МКЭ. Для расчета по предельным состояниям первой группы разрабатывается упрощенная модель 1. Для расчета по предельным состояниям второй группы разрабатывается адекватная конструкции модель 2, учитывающая специфику деформирования бетона.
3. Методика использована при расчетах конструкций реального здания. Применение методики позволило обоснованно подойти к выбору параметров стальных балок и армирования плиты.

Список литературы

1. ДБН В. 2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. - 60 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Введено вперше (із скасуванням в Україні розділу 10 СНиП 2.01.07-85); Введ. 01.01.2007. – К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
4. ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
5. ДБН В.2.6-163:2010. Державні будівельні норми України. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 202 с.
6. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /А.Б. Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
8. Голоднов А.И. О совместном деформировании стальных балок и железобетонной плиты перекрытия / А.И. Голоднов, А.Я. Червинский, И.Н. Лебедич // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного і проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18–24.

УДК 624.011.1

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

LOAD BEARING CAPACITY OF WOODEN STRUCTURES OF BOLTED CONNECTION UNDER THE ACTIONS OF THE SMALL CYCLE'S LOADINGS

***Гомон С.С.**, к.т.н., доцент; **Алексієвець В.І.**, к.т.н., асистент. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна)*
***Gomon S.S.**, Ph. D., associated professor, **Aleksievets V.I.**, Ph. D., assistant. (National university of water management and nature resources used, Rivne, Ukraine)*

В статті наведено результати експериментальних досліджень роботи болтових з'єднань за дії малоциклових навантажень
***Ключові слова**. Дерев'яні конструкції, нагельні з'єднання, малоциклові навантаження*

There are given the results of experimental researches of bolted connections work under small cycle's loads in the article
***Keywords**. Wooden constructions nail connection, low-cycle loadings*

Вступ. Серед учених, які займалися в різний час вивченням нагельних з'єднань, слід відзначити А.В. Леняшина, засновника Волгоградської школи дерев'яних конструкцій, Б.А. Ніколаі, Л.А. Максименка, Ю.В. Слицкоухова, А.Г. Григор'єва (вперше в роботі нагеля враховувались пластичні деформації). Усі ці роботи й ряд інших дозволили Коченову В.М. запропонувати метод розрахунку нагельного з'єднання, на якому були засновані існуючі норми. П.А. Дмитрієв розвинув положення Коченова В.М. й провів унікальні випробування нагельних з'єднань з цілісної деревини на зім'яття під кутом до волокон.

Проте в існуючих нормативних документах відповідні вказівки, необхідні для розрахунку та конструювання елементів нагельних з'єднань (в тому числі і болтових) дерев'яних конструкцій при дії повторних (малоциклових) навантажень на сьогодні відсутні.

З метою розробки надійних і достовірних методів розрахунку елементів несучих конструкцій нагельного з'єднання, виникає

необхідність вивчення характеру напружено-деформованого стану нагельного з'єднання як найбільш застосовуваного виду з'єднань для дерев'яних конструкцій.

Методика досліджень. Як предмет дослідження прийняте симетричне двохзрізне нагельне з'єднання дерев'яних елементів на металевих нагелях.

Було виготовлено 36 зразків для випробування болтових з'єднань з різними геометричними характеристиками. Зразки $3Б_1$–$3Б_6$, симетричні болтові з'єднання, були виготовлені зі змінною товщиною крайніх елементів 30; 35 та 40 мм, висотою 260 мм. Товщина середніх дощок у всіх болтових з'єднаннях становила 35 мм. Для з'єднань $3Б_1$–$3Б_3$ були використані болти діаметром 6,0 мм (по 2 болти в кожне з'єднання) класу міцності 5.8 загальною довжиною 130 мм. Для з'єднань $3Б_4$–$3Б_6$ використовувались болти діаметром 8,0 мм класу міцності 5.8 та загальною довжиною 160 мм.

Для виготовлення дерев'яних елементів з'єднань всіх серій була відібрана деревина сосна з шириною річних шарів 1-5 мм, без деструктивних пороків і загнивання, вологістю 12%.

Для вимірювання деформацій взаємного зсуву елементів нагельних з'єднань всіх серій були використані індикатори годинникового типу ИЧ-10 з ціною поділки 0,01 мм, які були закріплені з протилежних сторін з'єднання (рис.1). Вимірювання деформацій розтягу болтів здійснювали за допомогою тензодатчиків з базою 20 мм, наклеєних посередині кожної з сторін болта (рис. 2). Для реєстрації показів датчиків використана тензометрична вимірювальна система СИИТ-3М. Деформації на кожному ступені фіксували двічі: відразу після прикладання навантаження та в кінці його 5…10-ти хвилинної витримки.

Результати досліджень. В якості розрахункової схеми болта прийнятий стержень, що лежить на пружній основі, з такими передумовами розрахунку:

- прийнята діаграма деформування ідеального пружно-пластичного матеріалу для зминання деревини і для згину нагеля;
- в межах пластичної ділянки напруження залишаються постійними, рівними для деревини розрахунковому опору зминання, а для нагеля розрахунковому опору сталі згину за межею текучості;
- несучу здатність нагеля визначають не руйнуванням з'єднання, а розрахунковою граничною деформацією;
- вісь нагеля приймають прямолінійною до утворення в ньому шарніра пластичності.

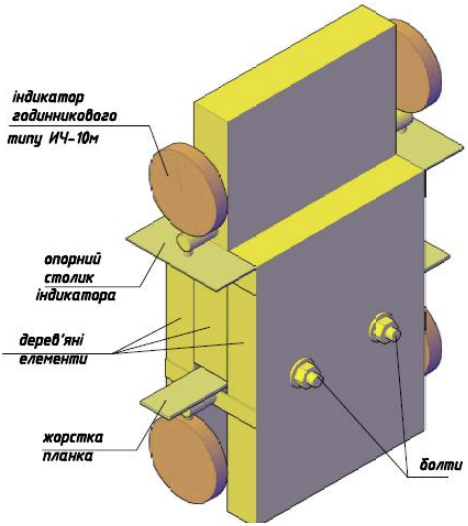


Рис. 1 Загальний вигляд болтового з'єднання

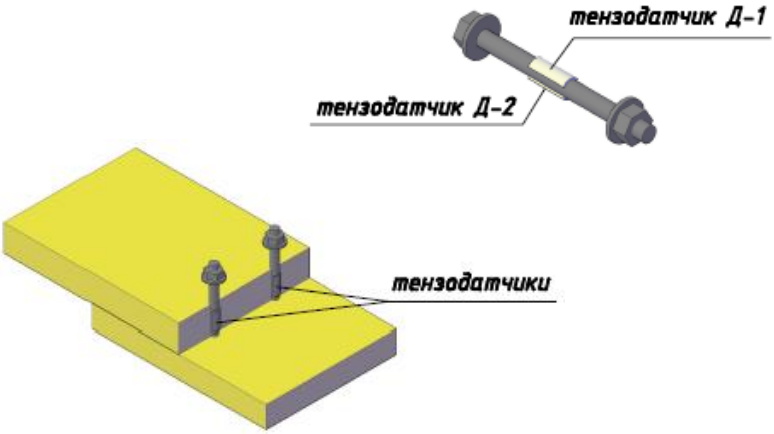


Рис. 2 Схема розміщення тензодатчиків

Навантаження прикладалось до тих пір, поки не відбувалась стабілізація деформацій згину болтів та зминання деревини. Верхній рівень малоциклового навантаження становив 0,8 мм, що складає рівень $\eta_{cyc} = 0{,}4\Delta_u$ [3].

Згідно експериментальних даних були побудовані діаграми деформування всього болтового з'єднання і болта (рис. 3). Зокрема для нагельних з'єднань з діаметром болта 6 мм, при співвідношенні елементів *a/c=1,0*, деформації болтів на сотому циклі навантаження становили 41,3 % від загальних деформацій зсуву всього нагельного з'єднання і склали *0,38 мм*. Для аналогічних з'єднань з діаметрами 8 мм, деформації болтів складали 39,5 %.

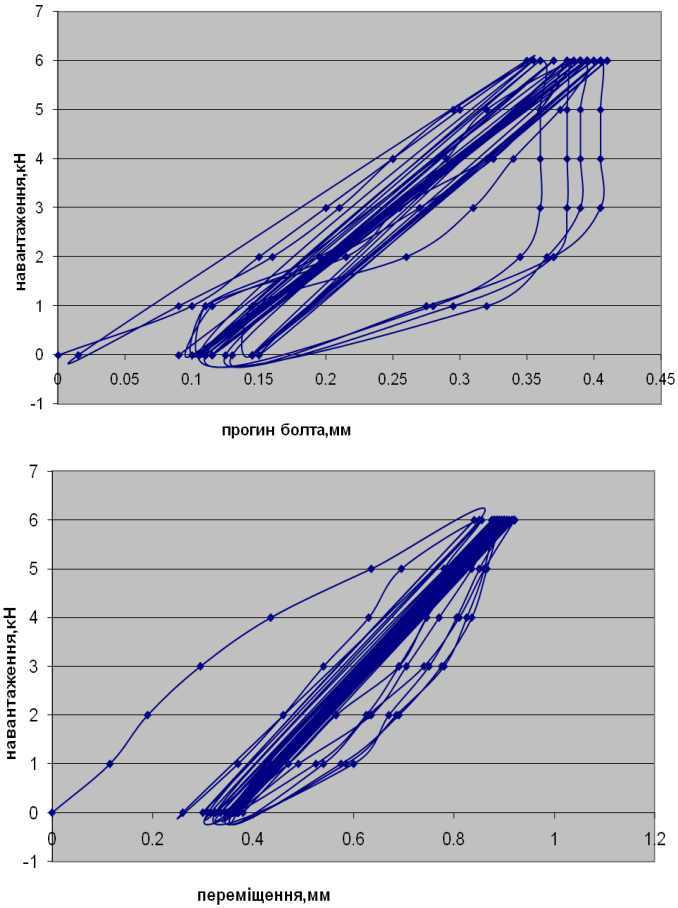


Рис. 3 Деформації болтових з'єднань $3Б_2$

Слід зазначити, що відносні деформації болтів при цьому становили:

- болт діаметром 6 мм $\varepsilon_S = 71{,}3\times10^{-5}$;
- болт діаметром 8 мм $\varepsilon_S = 52{,}7\times10^{-5}$.

Проаналізувавши відносні деформації болтів можна стверджувати, що утворення шарніра пластичності в їхній середній зоні на відбулося, оскільки нормальні напруження не досягли значень умовної межі текучості. Зокрема для болтів діаметром 6 *мм* нормальні напруження при співвідношеннях $a/c = 1{,}0-147$ *МПа* що складає 37,4 % від умовної межі текучості сталі болтів. Для болтів діаметром 8 *мм* нормальні напруження при співвідношеннях $a/c = 1{,}0-109$ *МПа* і складають 27,7 % від умовної межі текучості.

Висновки. Вперше запропонована методика дала можливість роздільного визначення деформацій зминання деревини і вигину болта за взаємного зсуву елементів під навантаженням. Дані випробувань свідчать, що при збільшенні товщини крайніх елементів в болтових з'єднаннях не призводить до суттєвого збільшення несучої здатності. Але при збільшенні діаметра нагеля з 6,0 мм до 8,0 мм, в даному випадку діаметра болта, несуча здатність нагеля на один зріз значно збільшується, зокрема для аналогічних болтових з'єднань з однаковими геометричними характеристиками це збільшення становить 49,4%, 46,7% та 53,1%.

В болтових з'єднаннях з рівнями навантажень $\eta_{cyc} = 0{,}4\Delta_u$ за дії малоциклових навантажень після п’ятдесятого циклу відбулась стабілізація сумарних деформацій зминання. Встановлено, що цей рівень навантаження є рівнем пристосування болтових з'єднань до малоциклового стиску. Розрахункову несучу здатність симетричного болтового з'єднання за дії малоциклового навантаження при рівнях, що не перевищують $\eta_{cyc} = 0{,}4\Delta_u$, при температурно-вологісних режимах експлуатації будівель А1, А2, Б1, Б2, необхідно встановлювати з урахуванням впливу коефіцієнта умов роботи $\gamma_{cyc} = 1{,}5$.

Список літератури:

1. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций, Госстройиздат, 1953. - 423 с.

2. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1982.-65с.

3. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. – Одеса: Сб. научных трудов. – 2008. - с.26-31.

УДК 624.011.1

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ РАБОТЕ НА КОСОЙ ИЗГИБ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛНОЙ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛА

CALCULATION OF THE STRUCTURAL WOODEN ELEMENTS WORK IN UNSYMMETRICAL BENDING CONSIDERING FULL DIAGRAM OF DEFORMATION OF THE MATERIAL

к.т.н., доц. Гомон С.С. *(Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)*

Candidate of technical sciences, associate professor ***Gomon S.S.*** *(National university of water managements and natural recourses used, Rivne)*

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований работы изгибаемых деревянных элементов и предложено методику определения напряженно-деформированого состояния от начала загружения и до разрушения с использованием полной диаграммы деформирования материала.

Ключевые слова: древесина, косой изгиб, деформации, напряжения.

Were shown the results of experimental and theoretical researches of the work bending wooden elements and was made method of establishing the stress-strain state from the beginning of loading to destruction with using the full diagram of deformation of the material.

Key words: wood, unsymmetrical bending, deformation, stress.

Состояние вопроса. Древесина, как конструкционный материал, на сегодня есть и, наверное, останется в будущем одним из наиболее использованных в строительстве, поскольку это единственный материал периодически возобновляется и является наиболее экологически чистым. Поэтому проблема исследования состояния древесины под нагрузкой в сжатых, растянутых, изгибаемых конструкциях с построением полной диаграммы деформирования

материала в этих конструкциях и установления напряженного состояния от начала загружения до полного разрушения в последние годы приобретает все больший интерес ученых в связи с постепенным переходом стран постсоветского пространства к внедрению расчетных деформационных моделей расчета строительных конструкций.

Экспериментально-теоретические исследования балок из древесины показывают, что в сжатой части элемента происходит перераспределение напряжений по сечению от начала загрузки и до разрушения. Особенностью такого перераспределения есть сначала увеличение, а перед разрушением уменьшение напряжений в наиболее отдаленных слоях от нейтральной линии с одновременным увеличением деформаций от критических $\varepsilon_{d,f}$ до предельных $\varepsilon_{d,u}$ [1]. Такое перераспределение объясняется тем, что при деформациях волокон до значений $\varepsilon_{d,f}$ напряжения достигают значений предельной прочности $f_{c,0,d}$, а в дальнейшем слои древесины теряют стойкость и начинает образовываться складка. С увеличением деформаций сжатой зоны складка распространяется по высоте сечения к нейтральной линии. В то же время слои в складке древесины не прекращают сопротивляться сжатию, только это сопротивление менее интенсивное.

В большинстве известных случаев экспериментальных исследований деформирования древесины под нагрузкой, как при сжатии, так и при растяжении вдоль волокон, не ставились задачи построения зависимости $\sigma_d - \varepsilon_d$ (напряжения – деформации) с нисходящей ветвью. В этих исследованиях использовали, в основном, прямой метод построения диаграммы деформирования с контролем скорости возрастания нагрузок [2,3,4]. При такой методике исследований нельзя получить диаграмму деформирования древесины и других материалов с нисходящей ветвью. Действительная кривая может быть построена только при исследовании нагрузкой, которая может постепенно уменьшатся [5,6] с жёстким режимом приложения такой нагрузки.

Эта задача была решена в работе [7]. Получена диаграмма физического состояния испытуемой древесины на сжатие с нисходящей ветвью, экспериментально определены значения максимальных критических деформаций $\varepsilon_{d,f}$ при предельном значении временного сопротивления древесины сжатию $f_{c,o,d}$ вдоль

волокон. В этой работе также статистически обосновано теоретическое описание диаграммы $\sigma_d - \varepsilon_d$ (напряжения – деформации) для сжатия вдоль волокон полиномом второй степени, предложенным В.Г. Ленновым [1] с учетом построения нисходящей ветви (рис.1):

$$\sigma = K_1\varepsilon_d + K_2\varepsilon_d^2. \qquad (1)$$

В нынешних условиях расчет элементов из древесины сплошного или клееного поперечного сечения, которые работают на косой изгиб, ведется по упрощённой методике [8,9,10], основанной на теоретических положениях предложенных в 50-х годах 20 столетия и кусочно-линейной зависимости между напряжениями и деформациями ($\sigma - \varepsilon$) растяжения и сжатия древесины, которая записана в виде [

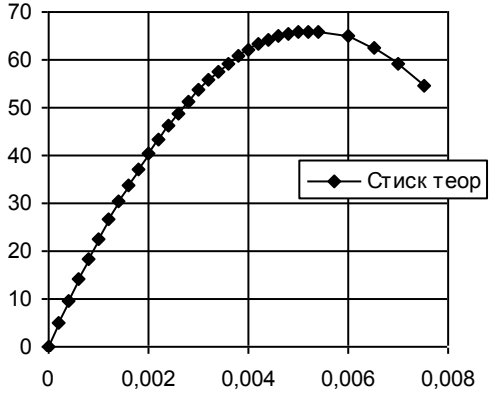


Рис. 1. Полная диаграмма “напряжения - деформации” сжатия древесины сосны: теоретические значення

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = f_{m,d}. \qquad (2)$$

Формула (2) даёт возможность определить напряжения крайних волокон древесины с большим приближением, поскольку:

а) в деревянном элементе, работающем на изгиб, есть сжатая и растянутая зона, а расчетное сопротивление древесины на растяжение в два раза превышает сопротивление на сжатие;

б) расчетное сопротивление древесины на изгиб невозможно найти прямым экспериментальным способом, а определяется за выражением [11]

$$R_u = R_c \frac{3\frac{R_t}{R_c} - 1}{\frac{R_t}{R_c} + 1}; \qquad (3)$$

в) по мере увеличения напряженного состояния постепенно уменьшается растянутая зона, а использование W_y, W_z в формуле (2) возможно только в случае прохождения нейтральной линии через центр тяжести сечения на весь период приложения нагрузки от начала и до разрушения.

Установить напряженно-деформированое состояние элемента за такой методикой при разных режимах работы вообще невозможно.

Основная часть. Исследованиями установлено, что при чистом косом изгибе деревянных балок прямоугольного сечения в процессе увеличения нагрузки наблюдается четыре возможных стадии напряженно-деформированого состояния деревянного элемента [1,12]. Но при этом создается только три случая форм растянутой зоны (треугольная, четырехугольная и пятиугольная) и три случая форм сжатой зоны (треугольная, четырехугольная и пятиугольная). Уравнения равновесия для прямоугольного сечения запишется для системы координатных осей *z* и *y* в виде [1]:

$$\left.\begin{aligned} \int_{A_{dc}} \sigma_{dc} z_e dA_{dc} + \int_{A_{dt}} \sigma_{dt} z_{pt} dA_{dt} = M_{zh} Cos\varphi - M_{yb} Sin\varphi; \\ \int_{A_{dc}} \sigma_{dc} y_e dA_{dc} + \int_{A_{dt}} \sigma_{dt} y_{pt} dA_{dt} = M_{zh} Sin\varphi + M_{yd} Cos\varphi. \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

Расчетную диаграмму физического состояния древесины принимаем криволинейной как для растяжения, так и для сжатия описанной Ленновым В.Г. [2] полиномом второй степени (1) с учетом нисходящей ветви.

Предельные деформации древесины определятся при максимальных значениях временного сопротивления и они для сосны

равны: при сжатии $\varepsilon_{d,f,c}$ от $33{,}2\times10^{-4}$ [4] до $56{,}5\times10^{-4}$ [2]; при растяжении $\varepsilon_{d,f,t}$ $-56{,}5\times10^{-4}$ [2].

Поскольку изменение деформаций по высоте выражается линейной зависимостью, то и справедлива гипотеза плоских сечений (рис.2).

Деформации в сечении, которые можно определить через кривизну для любой точки сечения с учетом малости их значений, могут быть выражены в следующем виде:

$$\varepsilon_{d,c} = z_e \frac{1}{\rho + \chi}; \tag{5}$$

$$\varepsilon_{d,t} = z_t \frac{1}{\rho + \chi}. \tag{6}$$

С учетом формул (1), (5) и (6) система (4) примет вид:

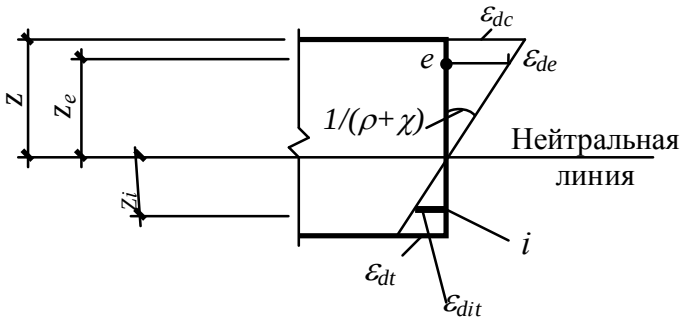


Рис.2. Изменение деформаций в расчетном сечении

$$K_{1,c}\frac{1}{\rho+\chi}\int_{A_{dc}} y_e^2 dA_{dc} + K_c\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\int_{A_{dc}} y_e^3 dA_{dc} + K_{1,t}\frac{1}{\rho+\chi}\int_{A_{dt}} y_{it}^2 dA_{dt} +$$

$$+ K_t\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\int_{A_{dt}} y_{it}^3 dA_{dt} = M_{zh}Sin\varphi + M_{yb}Cos\varphi; \tag{7}$$

$$K_{1,c}\frac{1}{\rho+\chi}\int_{A_{dc}} y_e z_e dA_{dc} + K_c\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\int_{A_{dc}} y_e^2 z_e dA_{dc} + K_{1,t}\frac{1}{\rho+\chi}\int_{A_{dt}} z_{it} y_{it} dA_{dt} +$$

$$+K_t\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\int\limits_{A_{dt}} y_{it}^2 z_{it} dA_{dt} = M_{zh}Cos\varphi - M_{yb}Sin\varphi. \quad (8)$$

Определим некоторые геометрические характеристики:

- моменты инерции поперечного сечения и отцентровые моменты инерции сжатой и растянутой зон древесины балки в сечении со складкой

$$I_{dc,z} = \int\limits_{A_{dc}} y_e^2 dA_{dc}; I_{dt,z} = \int\limits_{A_{dt}} y_{it}^2 dA_{dt}; I_{dc,yz} = \int\limits_{A_{dc}} y_e z_e dA_{dc}; \quad (9)$$

$$I_{dt,yz} = \int\limits_{A_{dt}} y_{it} z_{it} dA_{dt}; \quad (10)$$

- статические моменты высшего порядка и моменты инерции второго порядка сжатой и растянутой зон древесины балки в сечении со складкой

$$\bar{S}_{dc,z} = \int\limits_{A_{dc}} y_e^3 dA_{dc}; \bar{S}_{dt,z} = \int\limits_{dt} y_{it}^3 dA_{dt}; \quad (11)$$

$$\bar{I}_{dc,y^2,z} = \int\limits_{dc} y_e^2 z_e dA_{dc}; \bar{I}_{dt,y^2,z} = \int\limits_{A_{dt}} y_{it}^2 z_{it} dA_{dt}. \quad (12)$$

Уравнения (7), (8) примут следующий вид:

$$\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\left(K_c\,\bar{S}_{dc,z} + K_t\,\bar{S}_{dt,z}\right) + \left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)\left(K_{1,c} I_{dc,z} + K_{1,t} I_{dt,z}\right) =$$

$$= M_{zh}Sin\varphi + M_{yb}Cos\varphi; \quad (13)$$

$$\left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)^2\left(K_c\,\bar{I}_{dc,y^2,z} + K_t\,\bar{I}_{dt,y^2,z}\right) + \left(\frac{1}{\rho+\chi}\right)\left(K_{1,c} I_{dc,y,z} + K_{1,t} I_{dt,y,z}\right) =$$

$$= M_{zh}Cos\varphi - M_{yb}Sin\varphi. \quad (14)$$

На основании выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Для моделирования процесса деформирования и установления напряженно-деформированого состояния деревянного элемента при косом изгибе от начала загружения и до разрушения определяющим есть полная диаграмма деформирования материала при сжатии и растяжении.

2. Наиболее опасным поперечным сечением деревянного элемента при работе на косой изгиб есть сечение с развивающейся в сжатой зоне складкой.
3. Основные стадии напряженно-деформированого состояния поперечного сечения элемента из древесины работающего на косой изгиб можно описать системой уравнений равновесия в системе координат осей *z* и *y*.

Список литературы:

1. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин/С.С. Гомон// Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.- Вип. 21. Рівне, НУВГП, 2011.- С. 176-180.
2. Леннов В.Г. Экспериментальное исследование древесины на сжатие и растяжение вдоль волокон с учетом длительного действия нагрузки / В.Г. Леннов // Известия вузов. Строительство и архитектура,- 1958.- №2. – С.147-157.
3. Быков В.В. Экспериментальные исследования прочности и деформативности древесины сибирской лиственницы при сжатии и растяжении вдоль волокон с учетом длительного действия нагрузки / В.В.Быков // Известия вузов. Строительство и архитектура,- 1967.- №8. – С.3-8.
4. Шеховцов А.С. Исследование напряженно-деформированного состояния сжато-изогнутых несущих стержневых элементов деревянных сетчатых куполов и совершенствование их узловых соединений/ А.С. Шеховцов // Автореф. Дис. …канд. техн. наук: 05.23.01 – Санкт-Петербург, 2008.- 23с.
5. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы «σ–ε» бетона при кратковременном сжатии / К.: НИИСК Госстроя СССР.- 1985.- 57с.
6. Роговий С.І. Методологія оцінки міцності нормальних перерізів бетонних і залізобетонних конструкцій на основі деформаційної розрахункової моделі / С.І. Роговий : Дис. д-ра. техн. наук. - Полтава. -2005. – 371с.
7. Гомон С.С. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу/ С.С.Гомон, С.С.Гомон, Т.А.Сасовський// Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.- Вип. 23. Рівне, НУВГП, 2012.- С. 161-166.
8. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1982. – 65с.
9. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. – 1995. - 124p.
10. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. - К., ДП "Укрархбудінформ", 2011. – 102с.
11. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций / В.М. Коченов .-М.: Государственное издательство.- 1953. - 320с.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФАКТОРОВ И СТЕПЕНИ ИХ ВЛИЯНИЯ НА ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОГО МЕТОДА МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАШЕННЫХ ОПОР ЛЭП

д.т.н., академик ***Горохов Е.В****, д.т.н., профессор* ***Югов А.М.****, ассистент* ***Игнатенко Р.И.*** *(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)*
Dr. Professor Ye. Gorokhov, Dr. Professor A. Yugov, R. Ignatenko
Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

В статье систематизированы факторы, влияющие на выбор метода монтажа металлических опор ЛЭП, приведена классификация типов существующих опор ЛЭП и методов их монтажа.
Ключевые слова: металлические опоры ЛЭП, конструктивный тип опоры, рациональный метод монтажа

Формулировка проблемы: многие существующие линии ЛЭП на территории Украины нуждаются в капитальном ремонте, планируется прокладка новых линий. При этом выбранный метод монтажа оказывает существенное влияние на общую трудоемкость. В настоящее время область применения различных методов монтажа, факторы, оказывающие существенное влияние на выбор метода монтажа недостаточно четко определены.

Анализ исследований и публикаций: В настоящее время в Украине эксплуатируется более 1 млн. км высоковольтных линий электропередачи, большинство из которых построены в конце 30-х – начале 60-х годов прошлого века и были рассчитаны на 40-50 лет эксплуатации. Согласно официальным данным НЭК «УкрЭнерго» в срочной реконструкции и ремонтах нуждается 72% ВЛ 220 кВ и 23% ВЛ 330 кВ. кроме того, до 2030 г. за счет строительства, реконструкции и технического переоснащения электросетей напряжением 22—750 кВ предлагается ввести в эксплуатацию около 10 тыс. км ВЛ электропередачи. Для выдачи мощности энергоблоков атомных электростанций необходимо выполнить ряд работ по сооружению воздушных линий. В частности, планируется сооружение магистрали 330 кВ Ровенская АЭС – Луцк – Северная – Тернополь – Каменец-Подольский, реконструкцию одноцепной ВЛ 110 кВ «Севастополь-Алупка» с целью увеличения ее пропускной

способности и устройство двухцепной ВЛ в районе южного берега Крыма. Реконструкция ВЛ 110 кВ «ПС Зоря – ПС Гаспра» по существующей трассе действующих ВЛ – 110 кВ «ПС Зоря –ПС Алупка» и «ПС Алупка – ПС Гаспра». Запланировано сооружения ряда подстанций и воздушных линий напряжением 330 кВ для питания энергоемких регионов Украины. В отечественной литературе упор делается на максимальную унификацию типов конструкций опор для удешевления заводского изготовления и минимизации затрат на индивидуальное проектирование. Рекомендуемые методы монтажа описываются без учета многих значимых факторов[3;9].

Цель исследования: определение ряда факторов и степени их влияния на рациональный выбор метода монтажа металлических башенных опор ЛЭП.

Методы исследования: для анализа степени влияния отдельных факторов на выбор рационального метода монтажа были произведены численные экспериментальные исследования на моделях пикетов различных видов.

Задачи работы:

- систематизация существующих методов монтажа металлических решетчатых башенных опор ЛЭП.
- определение факторов, оказывающих влияние на выбор метода монтажа.
- определение границ применимости отдельных методов монтажа.
- определение степени влияния факторов на выбор метода монтажа.

Классифицируют виды металлических опоры ЛЭП по различным признакам:

По эксплуатационному назначению: промежуточные (П), анкерные (А), угловые (У), концевые (К) и специальные (С).

По функциям: -транспозиционные - для изменения порядка расположения проводов на опорах (для изменения порядка расположения фаз);

-ответвительные - для устройства ответвлений от магистральной линии; -перекрестные - для пересечения ВЛ двух направлений; - противоветровые - для усиления механической прочности ВЛ; - переходные - для переходов ВЛ через естественные препятствия и искусственные сооружения и др.; - повышенные; пониженные;

По числу проводов (цепей):

- одноцепные; двухцепные; многоцепные;

По конструкции опоры делят на свободностоящие и с оттяжками. Оба типа опор могут быть одностоечными и портальными. К свободностоящим опорам относят также А - образные опоры и опоры с подкосами. Свободностоящие опоры рассчитаны на передачу действующих на них нагрузок непосредственно через стойки на грунт или фундамент. Стойки опор с оттяжками передают на грунт или фундамент только вертикальные нагрузки; поперечные и продольные (относительно оси ВЛ) нагрузки передаются на грунт оттяжками, закрепленными за анкерные плиты.

Способы монтажа металлических опор ЛЭП можно разделить на следующие группы:

Монтаж предварительно собранной опоры (на предприятии-изготовителе или непосредственно на пикете):

-подъем с помощью кранов; подъем с помощью вертолета; с помощью монтажной мачты; с помощью «падающей» мачты и шевров; выжиманием; скольжением;

Монтаж методом наращивания:

-монтаж самоходными стреловыми кранами; монтаж приставными кранами; монтаж самоподъемными кранами; монтаж самоподъемными порталами; монтаж с помощью башенно-стрелового оборудования самоходных кранов;

Монтаж методом подращивания;

Монтаж поэлементно в проектном положении:

-с помощью кондукторов; безкондукторный;

При выборе рационального метода монтажа нужно учитывать различные конструктивные, технологические, экономические, и даже социальные аспекты. Обычно попытка добиться лучших результатов в одном аспекте приводит к конфликту с другими аспектами. Поэтому нельзя, просто оптимизируя каждый аспект, получить оптимальное решение по выбору метода монтажа. Следует рассматривать проблему выбора интегрированным образом, достигая наибольшего суммарного экономического эффекта.

Общие принципы выбора метода монтажа опор ЛЭП:

Адаптивность. В развитых странах уже давно отказались от массового применения типовых проектов опор ЛЭП. Каждая линия должна строиться с учетом всех нюансов 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, которые отличаются либо технологическими требованиями либо величиной внешних, в первую очередь, климатических нагрузок.

Уже на стадии проектирования, можно рассматривать большое количество альтернативных вариантов строительства и закладывать в окончательный проект оптимальные решения. Это автоматически влечет за собой увеличение количества возможных вариантов методов монтажа.

Надежность. Под надежностью понимается свойство объекта сохранять во времени в установленных пределах значения всех параметров, характеризующих способность выполнять требуемые функции в заданных режимах и условиях применения, технического обслуживания, хранения и транспортирования. Надежность является комплексным свойством, которое в зависимости от назначения объекта и условий его применения включает безотказность, долговечность, ремонтопригодность и сохраняемость. Правильность и качество сборки в большой степени обуславливают дальнейшую эксплуатацию. Для решетчатых металлических опор срок эксплуатации составляет в среднем 40 лет.

Транспортабельность. Транспортные работы на строительстве ВЛ сопряжены с рядом трудностей, которые вызваны большой протяженностью фронта работ, бездорожьем, относительно невысокой прочностью укрупненных элементов конструкций, негабаритностью грузов. Так как с доставки материалов и конструкций начинаются основные работы по сооружению ВЛ, их транспортировка имеет первостепенное значение для организации работ на трассе. Особое внимание ей уделяют в подготовительный период.

Землеотвод. Этот показатель в последние годы приобретает все большее значение по причине постоянного роста цен на землю. Оптимизация обеспечивается за счет меньшего количества опор при равном отводе на одну опору. Сокращаются затраты и на временный землеотвод. Стоимость землеотвода для ЛЭП определяется с учетом расчетных величин площади отвода самой опоры, размера трассы ВЛ, и оценочной стоимости земли.

По данным Государственного Комитета по земельным ресурсам официальная стоимость в среднем по Украине составляет 1602,5 долларов США за 10 000 м2. Площадь землеотвода считается в соответствии с требованиями ДБН В.2.5-16-99. Также следует учитывать особенности местности, по которой проходит трасса.

Концепция поэтапного анализа рационального выбора метода монтажа металлических башенных опор ЛЭП

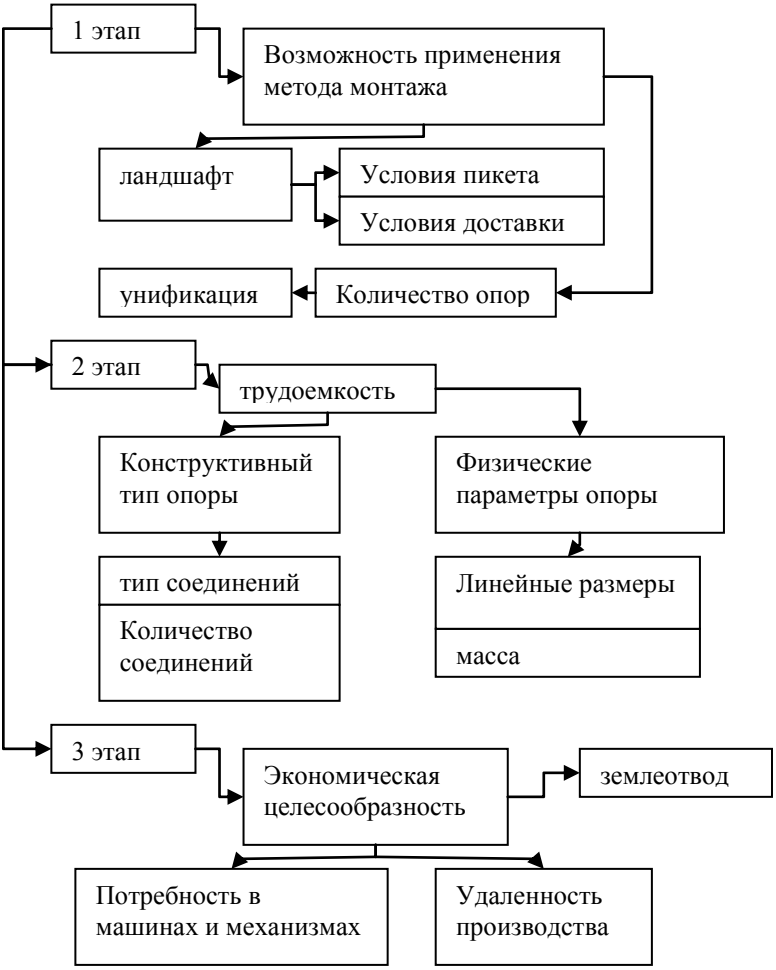


Рис.1 Поэтапный выбор рационального метода монтажа металлических башенных опор ЛЭП

Факторы, влияющие на выбор метода монтажа

Параметры единичной опоры:

Линейные размеры: - база опоры; общая высота опоры; база и расчалки;

Вес: - в сборе; укрупненных элементов; отдельных элементов;

Тип стыков элементов: – сварка; заклепки; болтовое; смешанное;

Тип фундамента:- монолит; сборный железобетонный;

Конструктивный тип опоры;

Способ монтажа:

Необходимая техника: - грузоподъемность; высота подъема; количество монтируемых единиц; доступность / стоимость техники;

Землеотвод:- город; сельхозназначения; обычные условия;

Условия пикета:- вид рельефа; стесненность;

Монтажные нагрузки и воздействия при монтаже:- в сборе; укрупненными блоками;

Сохранение формы при монтаже:- с применением кондукторов; без кондукторов;

Другие: количество опор линии; единичная опора; сроки монтажа;стоимость работ; удаленность производства опор; сложность сборки;

Одним из значимых, но наименее описанных факторов является тип местности, по которой проходит ВЛ или возводится единичная опора. Существует несколько способов классификации типов местности:

В соответствии с ПУЭ 2006 тип местности определяют с учетом расчетного направления ветра.

Очевидно, что основным критерием при определении типа местности по ПУЭ является ветровая загрузка. При выборе метода монтажа этого может оказатися недостаточно.

Классификация типа местности по проходимости: свойства местности, облегчающие или ограничивающие передвижение различных видов техники, определяют условия проходимости.

В данной классификации не учитываются локальные условия пикета с учетом специфики технологических процессов возведения опор ЛЭП.

Существуют также виды классификации типа местности геодезическая, геологическая.

Ни одна из существующих классификаций в достаточной степени не содержит полного перечня необходимых факторов.

Вывод:

Учет совокупности факторов и их взаимосвязи при выборе метода монтажа металлических башенных опор ЛЭП позволяет принять обоснованно-рациональное решение, сократив до возможного минимума затраты труда и материальных ресурсов.

Список литературы:

1. Паливно-енергетичний комплекс України в контексті глобальних енергетичних перетворень. - К.:УЕЗ.-2004.-468с.
2. Баталов А., Лучников В., Кириленко А., Стогний Б., Шидловский А. Основные направления обеспечения надежного и безопасного функционирования объединенной энергетической системы Украины. Киев. Энергетическая политика Украины, № 3-4(67-68), 2006.
3. Вариводов В.Н., Казаков С.Е. и др. Стальные многогранные опоры для распределительных электрических сетей. М., Электро, 2005, №2.
4. Броверман Г.Б. Строительство мачтовых и башенных сооружений. - М.: Стройиздат, 1970.
5. Барон Р.М., Макаров К.Н. Производство монтажных работ с помощью вертолетов. - М.: Стройиздат, 1984.
6. Барон Р.М. Методы возведения и реконструкции сооружений пространственного типа // Монтажные и спец. работы в стр-ве.- 1998. - № 7-8.
7. Правила устройства электроустановок / Минэнерго СССР. – 4_е изд. – М. : Энергоатомиздат, 1965. – (Нормативный документ Минэнерго СССР).
8. 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. – ІІІ, 125 с. – (Нормативний документ Мінпаливенерго України).
9.Горохов Е.В., Мущанов В. Ф., Назим Я. В., Роменский И. В. Расчет и проектирование пространственных металлических конструкций.-Макеевка, 2012
10. Я. В. Назім, О. О. Лещенко, Питання визначення ожеледно_вітрових навантажень на повітряні лінії електропередавання в умовах складного рельєфу
11. СНиП 3.03.01-87
12. ДБН В.2.6-163:2009
13. Нижниковский Г. С., Резниченко П. Т., Технология монтажа металлических конструкций, Киев-Донецк, 1981
14. Горохов Е. В., Казакевич М. И., Аэродинамика электросетевых конструкций, Донецк, 2000
15. Крюков К. П., Новгородцев Б. П., Конструкции и механический расчет линий электропередач, Ленинград, 1979
16. ДБН В.2.5-16-99 Инженерное оборудование сооружений, внешних сетей.

УДК 624.012.45

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПІНОБЕТОНУ

RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCHES OF COLLAPSIBLE-MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FLAGS OF CEILING ARE WITH THE USE OF FOAM BETON

д.т.н., проф. ***Демчина Б.Г.*** *(Національний університет «Львівська політехніка»)*
Dr. Professor ***Demchyna B.G.*** *(National University «Lviv Polytechnic»)*
асп. ***Литвиняк О.Я.*** *(Національний університет «Львівська політехніка»)*
postgraduate ***Lytvynyak O.Ja.*** *(National University «Lviv Polytechnic»)*
студ. ***Янко О.В.*** *(Національний університет «Львівська політехніка»)*
stud. ***Janko O.V.*** *(National University «Lviv Polytechnic»)*

Наведені результати експериментальних досліджень збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону при їхній роботі на згин та результати фізико-механічних характеристики пінобетону марки D800-D1000.

Приведены результаты экспериментальных исследований сборно-монолитных железобетонных плит перекрытия с использованием пенобетона при их работе на изгиб и результаты фізико-механічних характеристики пенобетона марки D800-d1000.

The results of experimental researches of collapsible-monolithic reinforced-concrete flags of ceiling are resulted with the use of foam beton during their work on a bend and results physical mechanical of description of foam beton of brand of D800-D1000.

залізобетон, пінобетон, збірно-монолітні залізобетонні плити

У сучасному збірно-монолітному будівництві можуть знайти застосування збірно-монолітні залізобетонні плити перекриття із використанням пінобетону (нижній шар – важкий бетон, верхній шар – пі-

нобетон), що мають ряд переваг, порівняно із відповідними залізобетонними, а саме : зниження собівартості конструкції, зменшення навантаження на фундаменти,достатня тепло- та звукомзоляційна здатність.

В останні роки в Україні та закордоном в будівництві актуальним є застосування виробів та конструкцій з комірчастих бетонів, які є не тільки хорошим тепло- та звукоізолятором, але й мають достатню міцність для їх застосування в деяких конструктивних елементах. Великою перевагою комірчастих бетонів є значно менша вага в порівнянні зі звичайним (важким) бетоном, що дозволяє влаштовувати полегшені конструктивні елементи, але їх суттєвим недоліком є значні пошкодження готових конструкцій та виробів при транспортуванні та мінливість властивостей в залежності від густини та масиву пінобетону [2]. Незважаючи на сучасне досить широке застосування пінобетону у будівництві доріг, ненавантажених елементів будівель [1], використання пінобетону в якості конструктивного матеріалу особливо для несучих конструкцій і таких виробів як перекриття із застосуванням додаткового армування фіброю чи у конструкціях шаруватого типу армованих металевою арматурою досліджувалося мало [3]. Хоча економічна вигода від застосування пінобетону, враховуючи його фізичні властивості є очевидною.

Для вивчення роботи збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття необхідно було провести експериментальні дослідженння роботи на згин збірно-монолітних плит перекриття з використанням пінобетону та дослідження фізико-механічних властивостей пінобетону марки D800 армованого поліпропіленовою фіброю та пінобетону марки D1000.

Збірно-монолітні залізобетонні плити перекриття із використанням пінобетону (рис. 1) складалися із двох шарів: нижній шар – важкий армований бетон класу В20; верхній шар – пінобетон марки D800- D1000.

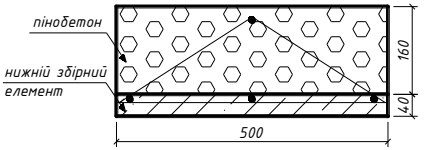


Рисунок 1. Поперечний переріз збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням пінобетону

Дослідні зразки для експериментальних досліджень виконані у вигляді чотирьох плит, розмірами LxBxH=4200x500x200 мм. Нижній

шар плит, висотою 40 мм, був виготовлений на заводі, а верхній шар, висотою 160 мм, був бетонований у лабораторії кафедри «Будівельні конструкції та мости». Вся конструкція армована стержневою арматурою класу А-III. Дослідні зразки були поділені на дві серії:

- перша серія – плити марок ПП-1 та ПП-2 - пінобетон проектної марки D800 армований поліпропіленовою фіброю (довжина волокна поліпропіленової фібри становила l=12 мм);
- - друга серія - плити марок ПП-3 та ПП-4 - пінобетон проектної марки D1000 без армування поліпропіленовою фіброю.

Випробування плит на згин проводилося як випробування балок на двох опорах – шарнірно-рухомій та шарнірно-нерухомій. Навантаження на плити передавалося через розподільчу траверсу зосередженими силами у третинах прольоту.

а) б)

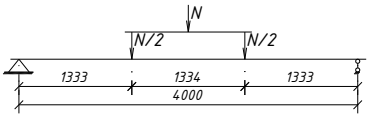


Рисунок 2. Дослідна установка для випробування балок:
а) вигляд; б) розрахункова схема

За показами мікроіндикаторів з базою 100 мм розміщених по висоті поперечного перерізу плит в середині прольоту проводились заміри абсолютних деформацій бетону (рис. 3).

Рисунок 3. Вигляд вимірювання абсолютних деформацій пінобетону та важкого бетону по висоті поперечного перерізу плити по середині прольоту

За результатами обробки експериментальних даних побудовані епюри абсолютних деформацій пінобетону та бетону по висоті поперечного перерізу двошарових дослідних балок по середині прольоту в зоні чистого згину (рис 4).

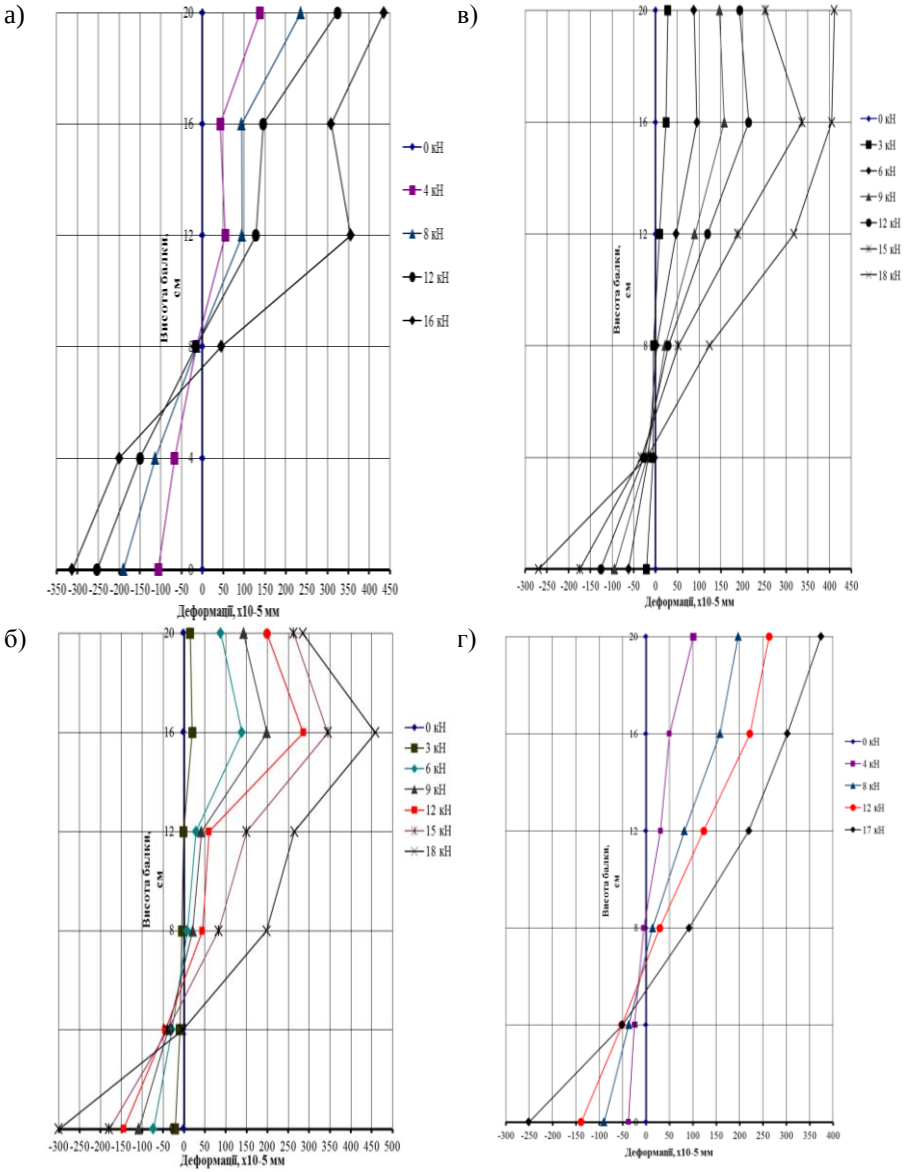


Рисунок 4. Епюри абсолютних деформацій бетону та пінобетону по висоті поперечного перерізу плити по середині прольоту: а) плита ПП-1; б) плита ПП-2; в) плита ПП-3; г) плита ПП-4

Аналізуючи наведені графіки, можна зробити наступні висновки:

- для досліджуваних плит спостерігається класична робота плити на згин, як для суцільної, тобто деформацій зсуву на контакті двох різних бетонів не спостерігалось, тому зчеплення їх за допомогою адгезії та поперечної арматури було достатнє;

- нейтральна вісь для чотирьох плит у процесі експерименту знаходилася в пінобетоні, тобто звичайний бетон був постійно у розтягнутій зоні;

- епюру стиснутої зони бетону можна прийняти прямокутною;

- руйнування плит відбулося по стиснутій зоні пінобетону;

- руйнівне навантаження для плит прийняте з умови максимальних прогинів $f_{\max} = \frac{1}{200} L$ становить 7кН, 10кН, 10 кН, 10кН відповідно для плит ПП-1, ПП-2, ПП-3 та ПП-4.

Було визначено кубикову міцність пінобетону різних проектних марок: пінобетон марки D800 із армуванням поліпропіленовою фіброю та пінобетон марки D1000 без армування фіброю з допомогою кубиків, розмірами 150х150х150 мм згідно ГОСТ 10180 – 90. Результати цих досліджень наведені у табл. 1.

Таблиця 1 **Визначення кубикової міцності пінобетону**

Проектна марка пінобетону	Геометричні розміри, мм	Густина, кг/м^3	Міцність кубиків, МПа
марка D800 із армуванням поліпропіленовою фіброю	150х150х150	821,54	1,75
марка D1000 без армування фіброю	150х150х150	1002,62	1,95

Провівши експериментальні дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття модні зробити наступні висновки:

1. Використання збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону у сучасному будівництві є цілком доцільним.

2. Важкий бетон знаходиться повністю у розтягнутій зоні, тому у розрахунках його не враховують.

3. Для розрахунків розглянутих плит перекриття з використанням пінобетону варто прийняти епюру стиснутої зони пінобетону

трикутну, що підтверджується епюрами абсолютних деформацій бетонів по висоті поперечного перерізу плит в середині прольоту.

Список літератури:

1. Демчина Х. Б., Литвиняк О.Я. Дослідження пінобетонних плит армованих фіброю на продавлювання// Науковий вісник будівництва 55/2009: Зб. наук. пр. – Харків, ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009 – С. 103-109.

2. Горніковська І.Б., Демчина Х.Б., Ковальчик Я.І. Дослідження фізико-механічних властивостей пінобетону, армованого фіброю / Горніковська І.Б., Демчина Х.Б., Збірник Одеської державної академії будівництва та архітектури - 2009. - № 642.

3. Портик А.А. Все о пенобетоне. – СПб.: 2003. – 224 с.

УДК 624.072.2.014

ОСОБЕННОСТИ УСИЛЕНИЕ СКВОЗНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ

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

THE FEATURES OF STRENGTHENING OF THE METALLIC THROUGH CONSTRUCTIONS UNDER LOAD

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

Рассматриваются конструктивные особенности усиления систем сквозных металлических конструкций покрытий и перекрытий. Приводится методика производства соответствующих работ.
Ключевые слова: усиление конструкций, сквозные металлических конструкции покрытий и перекрытий.

The features of strengthening of the metallic through constructions of the rafter systems are examined. A method of production is brought.
Keywords: strengthening of constructions, the through metallic constructions of rafter systems.

Необходимость усиления строительных конструкций в целом, и сквозных металлических конструкций в частности, традиционно сводится к совокупности факторов, делающих невозможной продолжительную нормальную их эксплуатацию. В большинстве случаев обуславливаются данные факторы наличием недопустимых дефектов и повреждений, вызванных эксплуатационным износом, нарушениями правил и условий эксплуатации, повреждениями стихийного характера, влекущими невыполнение условий прочности, устойчивости, жесткости, выносливости и т.п. Обычно, процесс усиления конструкций, находящихся в напряженном состоянии близком к предельно-допустимому, принято рассматривать крайним средством, обеспечивающим нормальные условия эксплуатации в тех случаях, когда этой цели нельзя достичь ни за счет выявленных резервов несущей способности, ни путем уменьшения действующих нагрузок. Однако, избежать подобных мероприятий очень часто не удается. При этом, в ряде случаев причины осуществления работ по усилению конструкций кроются не только в дефектах полученных в процессе их эксплуатации, но и в

ошибках, допущенных при проектировании и производстве строительно-монтажных работ.

С проблемой, требующей безотлагательного усиления конструкций ферм, используемых в качестве основных несущих элементов междуэтажного перекрытия и находящихся под нагрузкой, близкой к предельно-допустимой, столкнулись сотрудники кафедры Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры при обследовании нового здания одного из национальных культурных центров.

Здание было построено в 2006 году по бескаркасной конструктивной схеме, предусматривающей в качестве несущих как продольные, так и поперечные стены. Рассматриваемое перекрытие располагалось над спортивным залом, имеющим ширину в осях стен 14,4 м. В качестве основных несущих элементов использовались металлические фермы с высотой 2,0 м, установленные с шагом 6,0 м и направленные в продольном направлении здания. Опирание ферм было осуществлено на капители, выполненные в составе поперечных кирпичных стен. Конструкция капителей предусматривала устройство внутренних монолитных железобетонных сердечников, связанных горизонтальными сетками с кладкой стен.

В качестве настила перекрытия использовались сборные многопустотные плиты, установленные непосредственно на верхние пояса ферм. Над частью габаритного пятна рассматриваемого перекрытия размещались не введенные в эксплуатацию помещения культурного центра, отделенные от примыкающей террасы подвесной стеной, установленной на металлическую балку, перекинутую над поверхностью перекрытия спортзала. Основную часть террасы проектом предусматривалось покрыть легкими деревянными навесами, опертыми на плиты нижележащего перекрытия (рис. 1).

Принятое конструктивное решение уже на стадии строительства вызвало ряд нареканий со стороны производителей работ и технического надзора, касающихся недостаточной жесткости конструкции и отсутствия необходимой ширины опирания плит на пояса ферм, что привело к усилению перекрытия авторами проекта здания, предусмотревшими устройство дополнительной системы вертикальных связей, раскрепивших фермы между собой и каменными стенами здания, а также обеспечивших дополнительную опору плитам настила в середине их пролета (рис.2). Авторы проекта предусмотрели также «усиление» ферм, сводившееся к установке между узлами верхнего пояса дополнительных шпренгельных стоек, выполненных без соответствующих подкосов и крайне мало влияющих на общую работу конструкции.

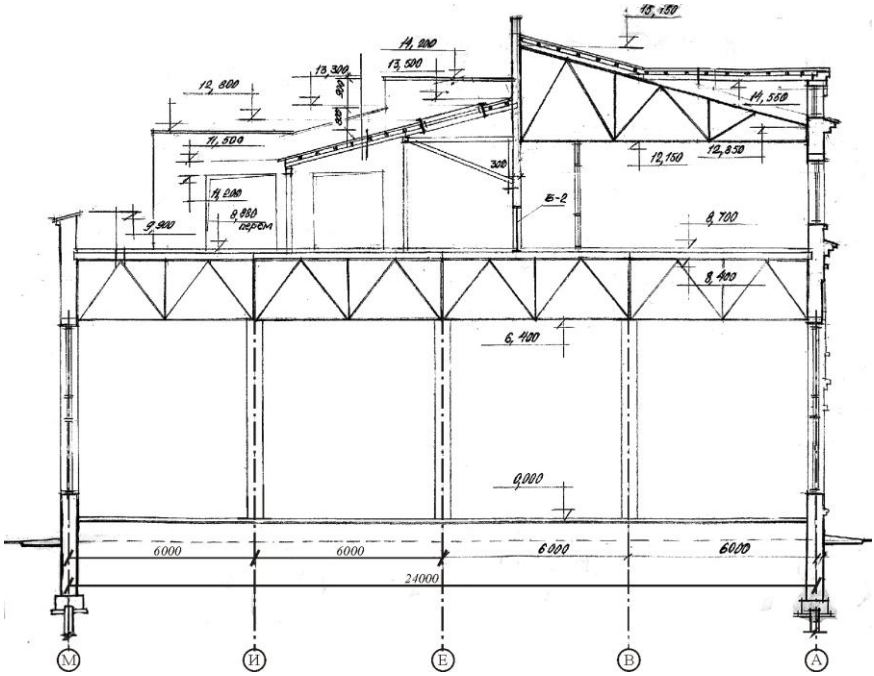


Рис. 1. Поперечный разрез рассматриваемого здания

Обследование здания, проведенное в соответствии с действующими нормами [1, 2, 3], позволило установить наличие существенных отступлений от первоначального проекта. Предусмотренные проектом помещения, расположенные над рассматриваемым пятном перекрытия, претерпели перепланировку, легкие стеклянные перегородки были заменены капитальными, а количество их возросло, конструкция полов была значительно утяжелена. На части поверхности смежной террасы, в габарите ранее предусмотренных легких навесов были устроены помещения «зимнего» типа, конструкции которых были полностью оперты на плиты нижележащего перекрытия. Фактический состав эксплуатируемой кровли, сохранившейся части террасы, отличался от проектного и имел вес многократно его превосходящий. Т.о. наблюдался значительный рост нагрузок по всей площади рассматриваемого перекрытия.

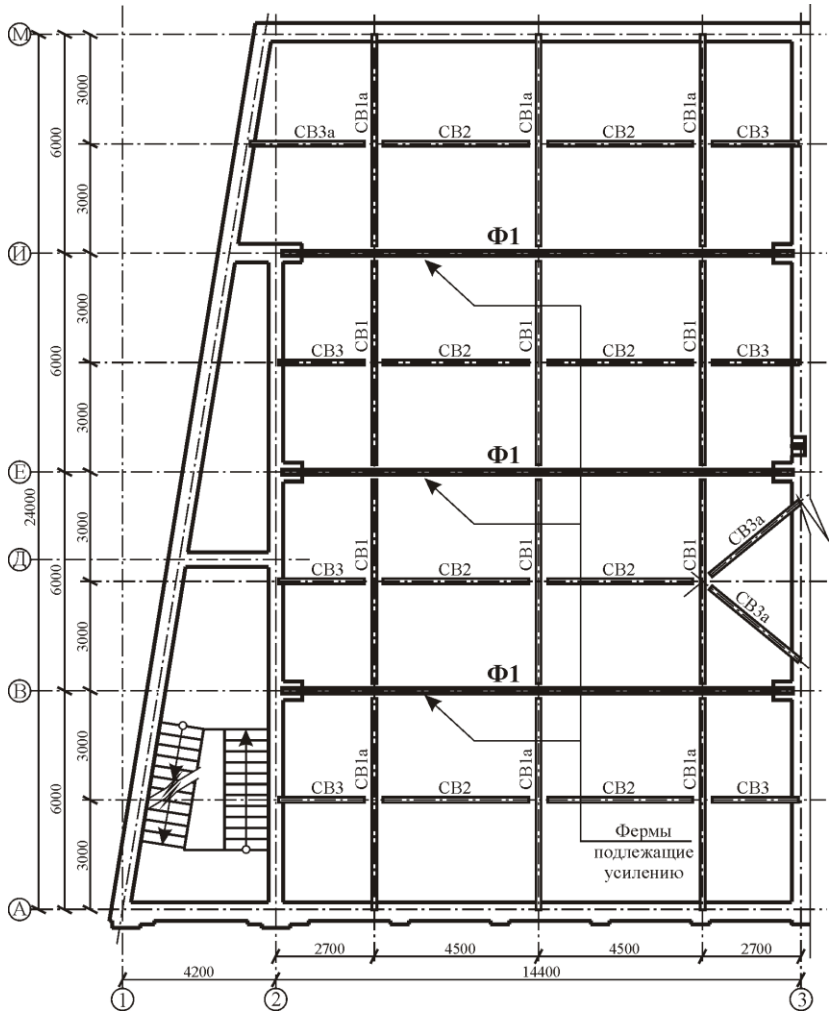


Рис. 2. План усиливаемого перекрытия

Выполненные поверочные расчеты конструкции ферм (рис. 3, а) позволили установить допустимую полную расчетную равномерно распределенную по длине их верхних поясов нагрузку, составившую 4,50 т.с./м.п. В тоже время, величины суммарных расчетных нагрузок, действовавших бы на фермы при эксплуатации вышележащих помещений и террасы, по разным осям перекрытия составили бы от 5,56 до 7,95 т.с./м.п. (эпюры расчетных усилий в стержнях наиболее нагру-

женной фермы см. на рис. 3, б). Практически на момент обследования фермы были способны нести только нормативные постоянные нагрузки от собственного веса вышележащих строительных конструкций и по сути работали на пределе своих возможностей.

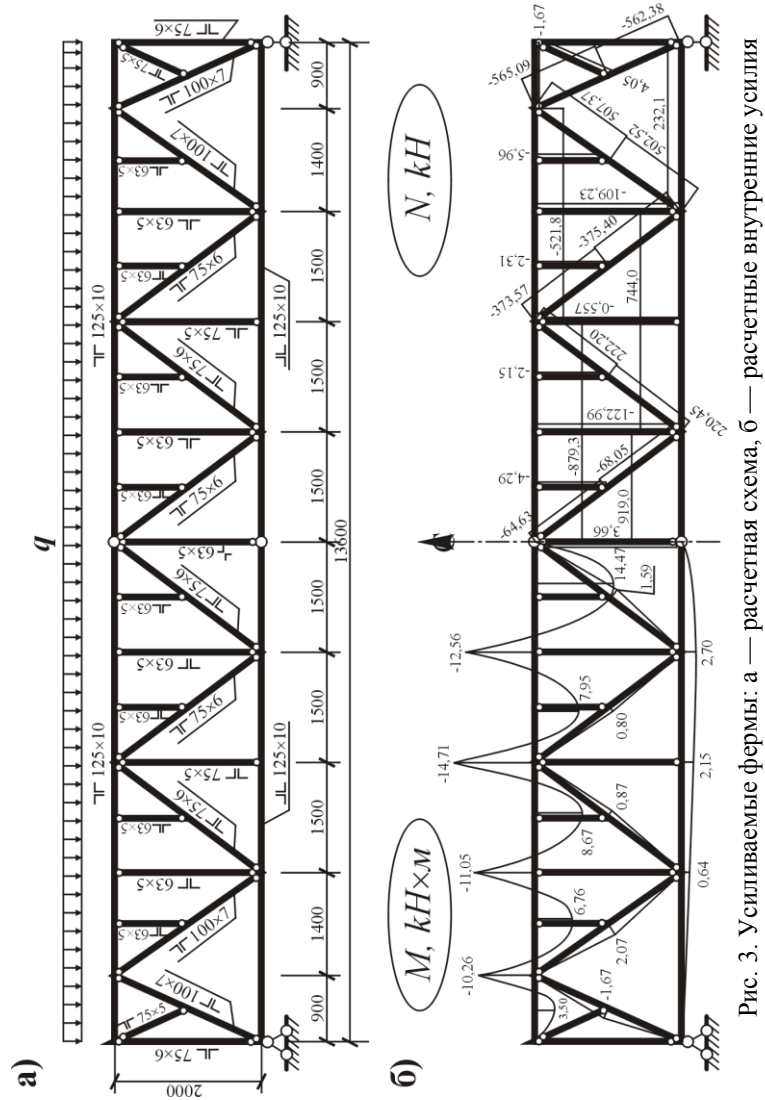


Рис. 3. Усиливаемые фермы: а — расчетная схема, б — расчетные внутренние усилия

Требовалось срочная разгрузка ферм или их усиление. При этом методы, предусматривающие изменение условий эксплуатации конструкций или косвенное их усиление, были неприемлемы с точки зрения ценности вышележащей части здания и условия обеспечения нормальной эксплуатации размещенных в ней помещений. Изменение конструктивной схемы ферм, введением промежуточных опор или иных разгружающих элементов, исключалось назначением помещения спортзала, а также особенностями общей конструкции прилежащей части здания. Таким образом, в качестве рабочего был принят вариант, предусматривающий увеличение площадей сечений основных элементов, усиление их соединений, а также введение в состав конструкции ферм отдельных дополнительных стержней (создание полноценных шпренгелей).

В настоящее время в качестве основных рабочих гипотез, усиления элементов металлических конструкций увеличением сечений, используются две [4, 5, 6]. Первая, предусматривает упругую стадию работы элементов и предполагает, что дополнительные детали усиления воспринимают только усилия, возникающие от нагрузок, приложенных после усиления. Согласно второй, «пластической» гипотезы, достижение в сечении усиливаемого элемента предела текучести приводит к перераспределению и выравниванию напряжений в сечениях усиливаемого и дополнительного элемента.

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

Существующие рекомендации усиления металлических конструкций с использованием сварки [7] требуют максимального разгружения усиливаемых элементов. Поскольку разогрев элементов в процессе сварки снижает их первоначальную несущую способность, усиление под нагрузкой рекомендуется производить при напряжениях не превышающих $0{,}6R_y$. Сам же разогрев усиливаемых элементов следует ограничивать в соответствии с фактической величиной действующих напряжений.

Специфично и усиление находящихся под нагрузкой угловых сварных швов, т.к. при производстве сварочных работ из работы соедине-

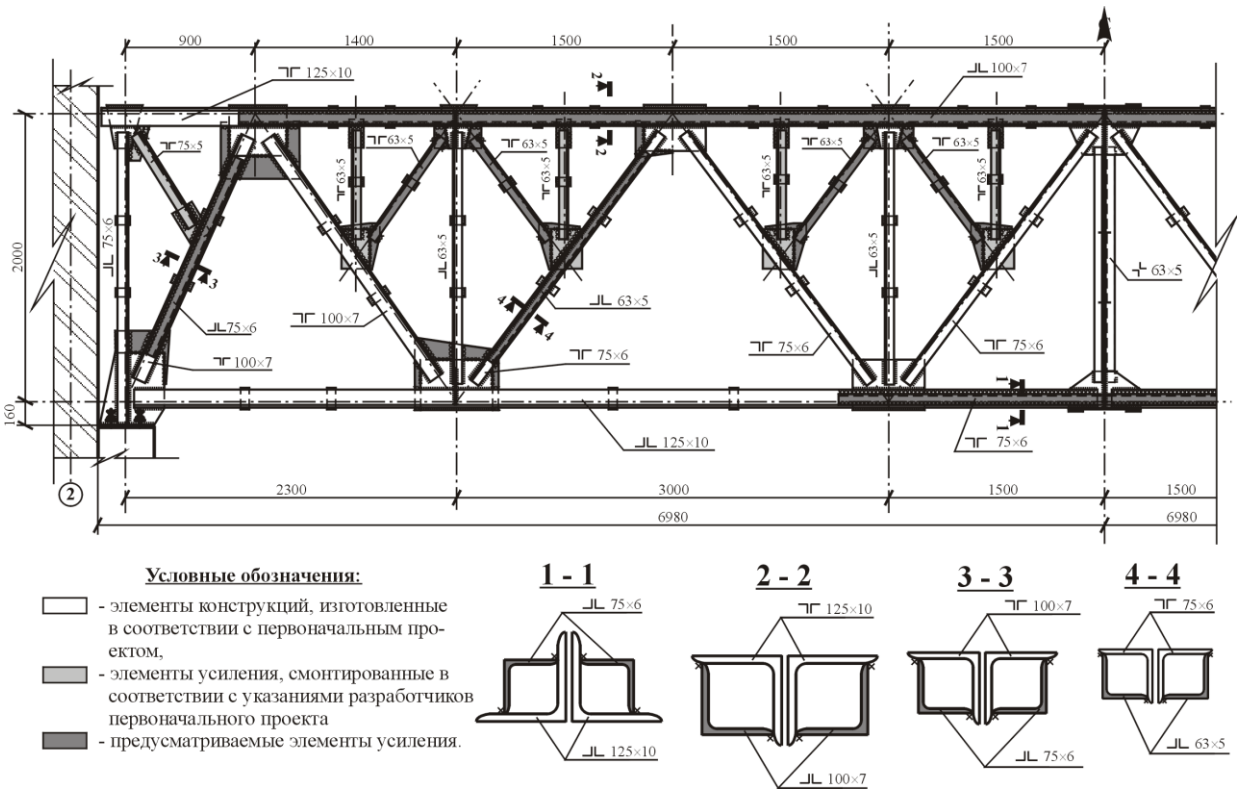


Рис. 4. Предложенный вариант усиления ферм

ния исключается движущийся участок шва, разогретый до температуры 550°С и более, находящийся в пластическом состоянии [4, 8].

Учитывая все вышесказанное, а также особенности конкретного напряженно-деформированного состояния конструкций, для данного объекта была разработана и применена методика комплексного усиления нагруженной системы ферм, предусматривающая последовательное усиление существующих соединений, введение дополнительных элементов и усиление сечений основных стержней с временным демонтажом прилежащих к конструкциям связей. Основные этапы примененной методики предусматривали нижеследующее.

Предварительно, в соответствии с фактическими размерами существующих элементов конструкций в каждом конкретном случае по месту уточнялись размеры деталей усиления и, в частности, размеры листов расширения фасонок, отличающихся сложной формой и переменными размерами (рис. 4). В местах крепления усиливающих элементов контактные поверхности тщательно очищались от загрязнений, старой краски, ржавчины и т.п.

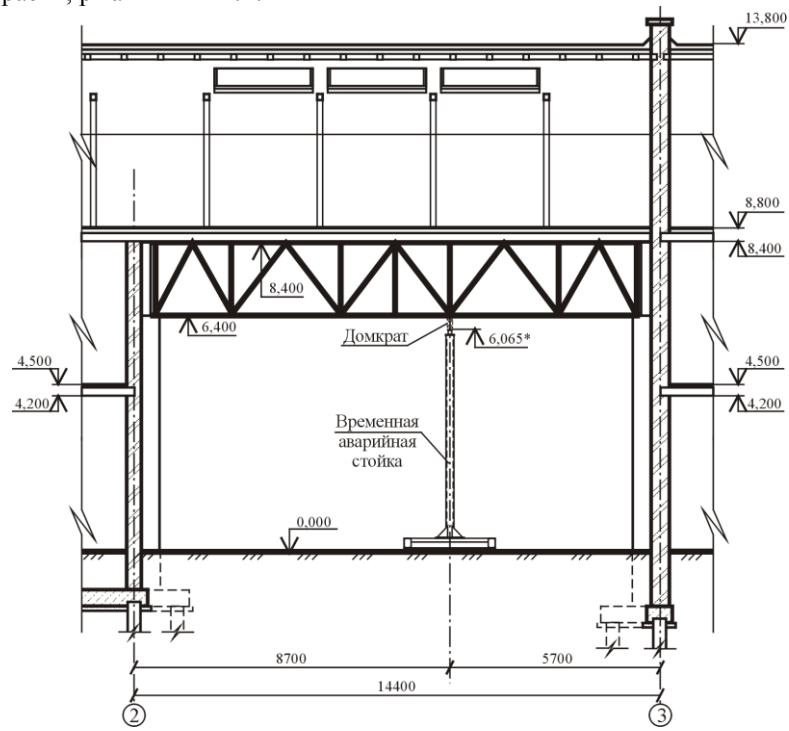


Рис. 5. Установка временных аварийных стоек

Рис. 6. База аварийной стойки

Рис. 7. Увеличение длины сварных швов

Рис. 8. Устройство подкосов шпренгелей

Под центральными узлами смежных усиливаемых ферм устанавливались аварийные стойки, по оголовкам которых обеспечивалось начальное поддомкрачивание (рис. 5). Конструкция баз аварийных стоек (рис. 6) предусматривала возможность передачи опорных усилий через фанерную прокладку непосредственно на пол первого этажа без его повреждения.

Устанавливались и закреплялись в проектном положении детали расширения листов фасонок ферм. Стыковые швы их крепления выполнялись последовательными участками длиной 40 мм за два прохода. Между отдельными проходами, а также между выполнениями каждого из участков шва обеспечивалось остывание наплавленного металла.

По расширенным фасонкам последовательно увеличивалась длина фланговых угловых швов крепления существующих раскосов ферм (рис. 7). Увеличение длины каждого шва выполнялось только после остывания предыдущего шва, расположенного у данного конца стержня фермы.

Затем осуществлялось монтаж элементов подкосов шпренгелей. Составляющие их уголки последовательно закреплялись в проектом положении и первоначально приваривались по перу. После остывания выполненного шва осуществлялась сварка по обушку (рис. 8).

Последовательно у опор ферм устанавливались и закреплялись в проектном положении элементы усиления опорных раскосов. Осу-

ществлялась их прихватка сварными швами с катетами 4 мм и длиной 10…20 мм через каждые 300…500 мм. Непосредственное выполнение сварных швов осуществлялось от опор участками длиной 50 мм и катетами 4 мм по одной, и после остывания металла, по другой граням усиливающего элемента. Каждый последующий участок шва выполнялся после остывания металла со смещением по длине стержня на 400…500 мм, и так до достижения его середины. Затем последовательно, чередуя сварку с остыванием, продлевались на 50 мм уже выполненные участки сварного шва. Операция повторялась вплоть до образования сплошного соединения по длине стержня. Аналогично усиливались оставшиеся раскосы фермы.

На следующем этапе по внешним сторонам усиливаемой пары ферм временно монтировались аварийные связи и демонтировались существующие вертикальные связи, препятствующие усилению поясов ферм (рис. 9).

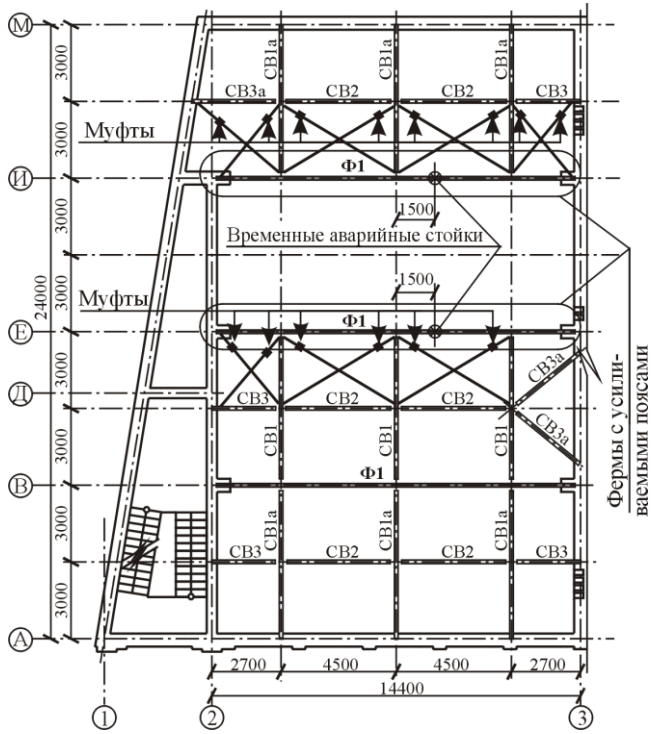


Рис. 9. Монтаж аварийных связей и временный демонтаж примыкающих вертикальных связей

Со стороны демонтированных связей устанавливались в проектное положение элементы усиления сначала нижнего, а затем и верхнего поясов ферм. Их приварка осуществлялась аналогично элементам усиления раскосов.

После усиления поясов со стороны демонтированных вертикальных связей, последние восстанавливались. Аварийные связи и стойки переносились на шаг ферм, а затем демонтировались смежные вертикальные связи и осуществлялось усиление поясов по второй грани ферм.

Описанные операции усиления ферм последовательно повторялись в каждом шаге системы перекрытия. По окончании работ аварийные стойки и связи были удалены.

Описанная методика прошла апробацию и отработку на практике в 2010 году при комплексном усилении системы ферм перекрытия, находящихся в напряженном состоянии близком к предельно-допустимому, и при соответствующей адоптации может найти применение при решении аналогичных задач.

Литература

1. ВСН 58-88 Госкомархитектуры. Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обследования жилых зданий, объектов коммунального хозяйства и социально-культурного назначения.

2. Методичні рекомендації з питань обстежень деяких частин будівель (споруд) та їх конструкції / Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. — Київ: Держбуд України, 1999.

3. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам. —М.: ЦНИИПромзданий, 1989.

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

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

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

7. Руководство по усилению элементов конструкций с приминением сварки. — М.: ЦНИИПСК, 1979.

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

УДК 624.014:621.792

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ТРЕХСЛОЙНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ С ПРОФИЛИРОВАННЫМИ ОБШИВКАМИ

LOAD-BEARING CAPACITY OF LIGHTWEIGHT METAL FACED PANELS WITH PROFILED FACES

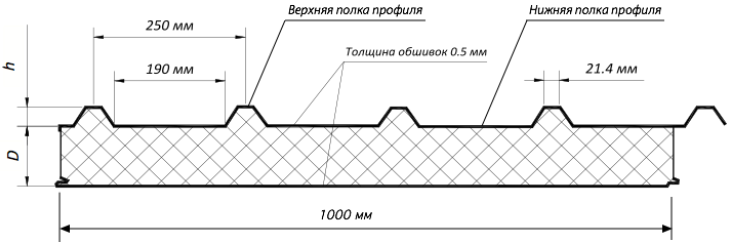
к. т. н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций **Драган В. И.** (Брестский государственный технический университет)
аспирантка кафедры строительных конструкций **Левчук А. А.** (Брестский государственный технический университет)
Dr. Professor **Dragan V. I.** (the Brest State Technical University)
Levchuk A. A. (the Brest State Technical University)

Аннотации

Выполнено сравнение несущей способности панелей покрытия с профилированными и плоскими наружными обшивками, произведена оценка влияния формы профиля наружной обшивки панели на ее несущую способность, показана рациональная область применения панелей с профилированными обшивками, предложен теоретически рациональный профиль обшивки. Ил. 4. Табл. 3. Библиогр.: 4 назв.

In the article the comparison of the load-bearing capacity of panels with profiled and flat faces has been made. The influence of the shape profile of faces at its load-bearing capacity has been analyzed. The rational range of application panels with profiled faces was given. The theoretically rational profile of faces proposed in the article. Pict. 4. Tabl. 3. Bibl.: 4.

Трехслойные металлические панели покрытия с профилированными наружными обшивками выпускают всего два отечественных производителя - ООО «Изоспан» и ООО «ЭкоПромПанель». Эти панели отличаются только высотой гофров наружных обшивок (см. рисунок 1).



h = 42.5 мм для панелей ООО «Изоспан»
h = 32 мм для панелей ООО «ЭкоПромПанель»
Рисунок 1. Поперечное сечение панели покрытия

При экспериментальных исследованиях выпускаемых ООО «Изоспан» металлических панелей с утеплителем из пенополиизоцианурата (плотностью 40 кг/м^3) были испытаны по приведенным на рисунке 2 схемам стеновые панели с плоскими обшивками и панели покрытия с наружными профилированными обшивками. Зафиксированные при испытаниях разрушающие нагрузки F_u указаны в таблице 1. Далее по тексту рассматривались только выпускаемые ООО «Изоспан» панели без упоминания об этом.

Напряжения в обшивках панелей в момент их разрушения от изгиба по схемам 1, 2 и 3 рисунка 2 получены по формулам разделов А.5.5.3 и Е.7.2.5 [1] и приведены в позициях 1 и 2 таблицы 2.

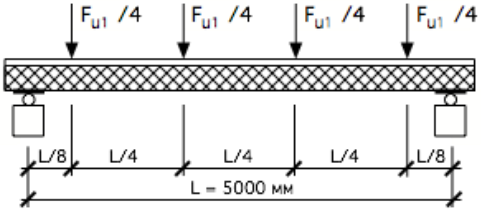
При увеличении толщины обшивки, изменение величин критических напряжений учитывается, в соответствии с формулой А.12 [1], коэффициентом f:

$$f = \frac{A_1 \sqrt[3]{I_2}}{A_2 \sqrt[3]{I_1}},$$

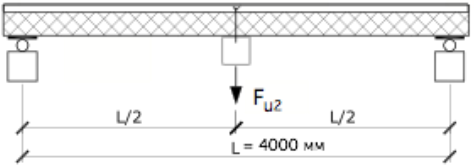
где A_1, A_2, I_1 и I_2 – площади поперечного сечения и моменты инерции обшивки до и после изменения толщины.

Как видно из приведенной выше формулы, увеличение толщины плоских обшивок не приводит к изменению величины напряжений сжатия в обшивках (критических напряжений), при которых происходит разрушение панелей. Поэтому можно определить расчетным способом разрушающие нагрузки для панелей с наружными плоскими обшивками толщиной 0.6 мм. Результаты такого расчета приведены в позиции 3 таблицы 2.

1 Схема для определения прочности сжатой обшивки в пролете панели



2 Схема для определения прочности сжатой наружной обшивки на опоре



3 Схема для определения критических напряжений потери местной устойчивости сжатой внутренней обшивки на опоре

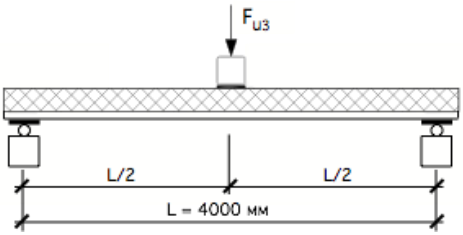


Рисунок 2. Схемы испытаний панелей

Из таблицы 2 видно, что несущая способность панели с наружной профилированной обшивкой (поз. 1) при загружении по первым двум схемам на 11...22% выше, чем у панели с плоскими обшивками толщиной 0.5 мм (поз. 2), а по третьей схеме - такая же.

Выявленное прочностное преимущество однопролетных панелей с наружными профилированными обшивками достигнуто путем значительного усложнения технологии изготовления панелей и увеличением расхода стали на 10%, а материала среднего слоя на 7%.

Таблица 1 – Разрушающие нагрузки для панелей покрытия и стеновых

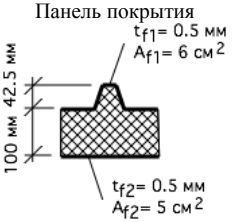
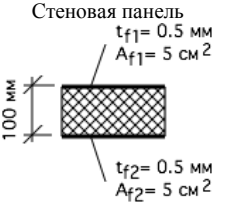
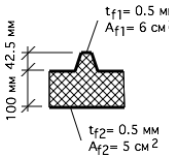
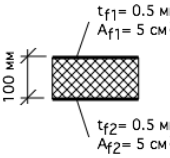
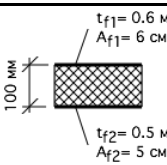
Фрагмент поперечного сечения панели	Панель покрытия  	Стеновая панель 
F_{u1} ... F_{u3} в соответствии со схемами на рисунке 2	F_{u1} = 12,9 кН F_{u2} = 6,5 кН F_{u3} = 6,2 кН	F_{u1} = 11,6 кН F_{u2} = 5,3 кН F_{u3} = 6,2 кН
Примечание: Площади обшивок A_{f1} и A_{f2} приведены к ширине панели 1000 мм		

Таблица 2 – Напряженное состояние и разрушающие нагрузки панелей толщиной 100 мм

Поз.	Фрагмент поперечного сечения панели	Нормальные напряжения во внутренней плоской обшивке, МПа	Нормальные напряжения в наружной обшивке		Схема нагружения и нагрузка на панель □F_{u1} ... F_{u3}□
			в нижней полке, МПа	в верхней полке, МПа	
1	 	141.6	-92.9	-249.0	Схема 1. F_{u1} = 12.9 кН
		98.0	-57.2	-265.2	Схема 2. F_{u2} = 6.5 кН
		-93.5	54.5	253.0	Схема 3. F_{u3} = 6.2 кН
2	 	145.6	-145.6		Схема 1. F_{u1} = 11.6 кН
		100.8	-100.8		Схема 2. F_{u2} = 5.3 кН
		-120.0	120.0		Схема 3. F_{u3} = 6.2 кН
3	 	174.7	-145.6		Схема 1. F_{u1} = 13.9 кН
		121.0	-100.8		Схема 2. F_{u2} = 6.4 кН
		-120.0	120.0		Схема 3. F_{u3} = 6.2 кН

Сравнение же панели с наружной профилированной обшивкой (поз. 1) с панелью с утолщенной до 0.6 мм плоской наружной

обшивкой (поз. 3) не позволяет сделать вывод о каких-либо преимуществах профилирования наружной обшивки. При той же материалоемкости, несущая способность панели с плоскими обшивками, по меньшей мере, не ниже, чем панели с профилированной наружной обшивкой.

В общем случае, характер разрушения от изгиба панелей с профилированными обшивками отличается от характера разрушения панелей с плоскими обшивками.

Панели с плоскими обшивками разрушаются при возникновении в сжатых обшивках нормальных напряжений, равных критическим.

При этом, несущая способность однопролетных панелей полностью исчерпана, а в многопролетных панелях могут возникать местные повреждения сжатых обшивок на опорах и изменяться схемы работы панелей с многопролетных на однопролетные, если одновременно не произошло разрушение материала среднего слоя от сдвига или местного сжатия на опорах.

В панелях с наружной профилированной обшивкой характер разрушения зависит от соотношения величин напряжений в верхней и нижней полках профиля. Так как ширина верхних полок наружных обшивок в выпускаемых панелях покрытия мала и их потеря устойчивости невозможна, то в процессе нагружения таких панелей практически всегда можно выделить два этапа.

На первом этапе нагружения наблюдается рост напряжений в обеих полках профиля до достижения предела текучести стали в верхней узкой полке или достижения величины критических напряжений в нижней широкой полке. После этого начинается второй этап нагружения панели, когда наблюдается перераспределение напряжений в поперечном сечении профилированной обшивки.

Если раньше достигнут предел текучести стали в верхней полке профиля, то напряжения в ней дальше не растут, а возрастают в стенках и нижней полке. При достижении напряжениями в нижней полке величины критических напряжений наступает полное исчерпание несущей способности профилированной обшивки.

Такой характер разрушения наблюдается в панелях небольшой толщины, когда высота профиля обшивки (h) сопоставима с толщиной панели (D).

Другой порядок перераспределения напряжений в профилированной обшивке наблюдается, если раньше достигнута величина критических напряжений в нижней полке обшивки. В этом случае наблюдается дальнейший рост напряжений сжатия на

приближенных к стенкам участках нижней полки, в стенках и в верхней полке профиля. После достижения предела текучести стали в стенках и верхней полке профиля несущая способность профилированной обшивки исчерпана.

Такой характер разрушения панели наблюдается при незначительной высоте профиля обшивки (h) по отношению к толщине панели (D).

Необходимо отметить, что наблюдаемый на втором этапе рост истытательной нагрузки не превышает 20% разрушающей нагрузки.

После этого, также как и у панелей с плоскими обшивками, наблюдается полное исчерпание несущей способности однопролетных панелей или изменение схемы работы многопролетных панелей.

Таким образом, представляется важным определить величины двух пороговых толщин изгибаемых панелей покрытия с профилированными наружными обшивками:

- толщину D_1, при которой напряжения сжатия в нижних широких полках профиля достигают величины критических напряжений одновременно с достижением напряжениями в верхних узких полках предела текучести стали;
- толщину D_2, при которой разрушающие нагрузки равны для панелей с профилированной и утолщенной плоской наружными обшивками одинаковой площади.

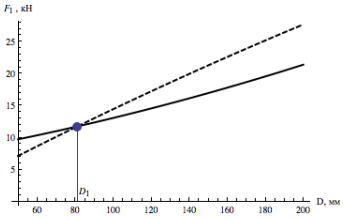
Из приведенных на рисунке 3 графиков видно, что $D_1 = 90$ мм.

На рисунке 4 приведены графики зависимостей разрушающих нагрузок F_{u1}, F_{u2} и F_{u3} от толщины панелей D с профилированными и плоскими наружными обшивками, по которым можно определить величины D_2.

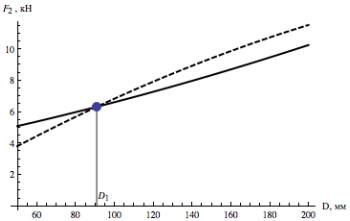
При действии равномерно распределенных нагрузок, изгибаемые трехслойные панели толщиной меньше D_2 с наружными профилированными обшивками работают эффективнее панелей с плоскими обшивками.

Оптимизация сечения профиля обшивок панелей. Для разработки рационального сечения профиля наружной обшивки, позволяющего достичь максимальной несущей способности панели без увеличения расхода материалов, было выполнено численное исследование, результаты которого сведены в таблицу 3.

а)



б)

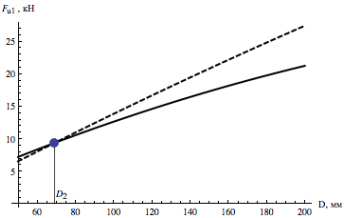


- - - - - нагрузка на панель, при которой напряжения в верхних полках профиля достигают предела текучести стали;

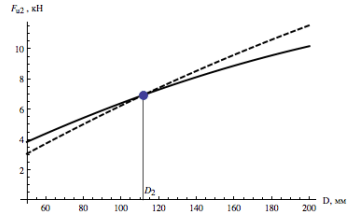
——— нагрузка на панель, при которой напряжения в нижних полках профиля достигают величины критических напряжений

Рисунок 3. Определение величины D_1 для панелей покрытия с наружной профилированной обшивкой: а - нагружение по схеме 1 рисунка 2; б - нагружение по схеме 2 рисунка 2

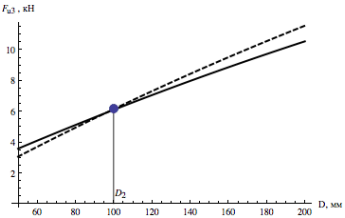
а)



б)



в)



——— панель с профилированной наружной обшивкой;

- - - - - панель с плоской наружной обшивкой толщиной 0.6 мм

Рисунок 4. Зависимости величин разрушающих нагрузок от толщины панели: а - нагружение по схеме 1 рисунка 2; б - нагружение по схеме 2 рисунка 2; в - нагружение по схеме 3 рисунка 2

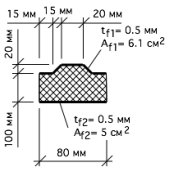
Применение для наружных обшивок панелей профиля рационального сечения должно привести к увеличению несущей

способности конструкций на 40...50% по сравнению с панелями, изображенными на рисунке 1.

При численных исследованиях в опорных сечениях панелей с наружными профилированными и внутренними плоскими обшивками выявлены неучитываемые действующими методиками расчета [1, 3, 4] растягивающие напряжения в среднем слое (120...180 кПа), сопоставимые по величине с прочностью материала среднего слоя при растяжении. Эти напряжения действуют в зоне контакта среднего слоя с нижней полкой профиля наружной обшивки. Кроме этого, в зонах перехода стенок профиля наружной обшивки в нижние полки действуют значительные по величине напряжения сдвига. Величины напряжений растяжения и сдвига зависят от высоты профиля наружной обшивки, а их совместное действие может привести к разрушению материала среднего слоя.

При численных исследованиях было также установлено, что в трехслойных панелях с внутренними и наружными обшивками (профилированными и плоскими) равной изгибной жесткости указанные напряжения, неучитываемые действующими методиками расчета [1, 3, 4], в среднем слое не возникают.

Таблица 3 – Напряженное состояние панели с наружной обшивкой рационального профиля

Фрагмент поперечного сечения панели	Нормаль-ные напряже-ния во внутрен-ней плоской обшивке, МПа	Нормаль-ные напряже-ния в нижней полке наружной обшивки, МПа	Нормаль-ные напряже-ния в верхней полке наружной обшивки, МПа	Схема нагружения и нагрузка на панель F_{u1} ... F_{u3}
	225.5	-145.5	-275.0	Схема 1. F_{u1} = 19.9 кН
	145.6	-91.5	-275.0	Схема 2. F_{u2} = 9.5 кН
	-93.5	58.8	176.6	Схема 3. F_{u3} = 6.1 кН

Выводы:

1. При толщине менее D_2, трехслойные металлические панели с профилированными наружными обшивками превосходят по несущей способности панели с плоскими наружными обшивками

при условии равенства площадей поперечных сечений плоской и профилированной наружных обшивок. При толщине более D_2, панели с профилированными наружными обшивками уступают по несущей способности панелям с утолщенными плоскими наружными обшивками.

2. Представляется целесообразным применять в качестве наружных обшивок трехслойных металлических панелей с конструкционным утеплителем профилированную сталь высотой до 20 мм и шириной верхних и нижних полок до 30 мм.
3. Для повышения несущей способности изгибаемых трехслойных панелей рекомендуется применять в них наружные и внутренние обшивки с одинаковой изгибной жесткостью (например, внутренние и наружные обшивки одинакового профиля).
4. При расчете трехслойных металлических панелей с наружной профилированной обшивкой и конструкционным утеплителем по первой группе предельных состояний расчетные напряжения в верхних узких полках профиля не должны превышать расчетное сопротивление тонколистовой стали по пределу текучести, а в нижних широких полках – величину расчетного сопротивления подкрепленной материалом среднего слоя обшивки определять экспериментально по приведенным на рисунке 2 схемам при толщинах панелей не менее $1.2D_1$.

Список литературы:

1. EN 14509. Self-supporting double skin metal faced insulating panels – Factory made products – Specifications / CEN. – Brussels: 2006.
2. Тамплон Ф.Ф. Металлические ограждающие конструкции: (Для зданий, возводимых в суровых климатических условиях). – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние. 1988. – 248 с.
3. ТКП 45-5.04-222-2010. Панели металлические с утеплителем. Правила проектирования.
4. Рекомендации по расчету трехслойных панелей с металлическими обшивками и заполнителем из пенопласта. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1976. – 26 с.

УДК 624.073

РАСЧЕТ НЕОДНОРОДНЫХ АНИЗОТРОПНЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПЛАСТИН С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЗАКРЕПЛЕНИЯМ НА КОНТУРЕ

к.т.н. ***Заврак Н.В.*** *(г. Одесса ОГАСА)*

CALCULATION OF NON-HOMOGENEOUS ANISOTROPIC RECTANGULAR PLATES WITH ARBITRARY FIXATION ON THE CONTOUR

Zavrak N.V.

Аннотация: Излагается методика расчета неоднородных анизотропных прямоугольных пластин с произвольным закреплением на контуре. В качестве примеров приведены результаты расчета для серии квадратных ортотропных пластин с жестко закрепленным краем под действием равномерно распределенной нагрузки.

Annotation: Methods of calculating the non-homogeneous anisotropic rectangular plates with arbitrary fixation on the contour is set forth.. Given as examples are the results of calculations for a series of square orthotropic plates with a fixed boundary under the action of a uniformly distributed load.

Несмотря на большое разнообразие методов расчета неоднородных анизотропных пластин, встречаются существенные трудности при их практической реализации. Они определяются не только сложностью интегрирования дифференциальных уравнений с переменными коэффициентами, но и сложностью удовлетворения сопутствующих им граничных условий. Очень редко при решении практических задач такой расчет может быть проведен в аналитическом виде. Целесообразно, а иногда и единственно возможно использовать современные численные методы. Наиболее простым из них является метод конечных разностей /МКР/. Причем, при использовании этого метода, оказывается, что решение может быть найдено с достаточной степенью точности в одних случаях опорного закрепления, например, -шарнирно-подвижного,- на простой и достаточно редкой сетке, в других же, например - жестком защемлении,- только на сложной или весьма густой сетке, что делает соответствующий расчет очень трудоемким даже при использовании современной вычислительной техники.

Для ослабления указанного недостатка целесообразно строить численное решение так, чтобы в сложных случаях опорного закрепления и погружения решение искалось не непосредственно, а в виде поправок к известному решению для простых случаев опорного закрепления и загружения, при разыскании которых могут быть использованы аналитические способы или МКР с редкой сеткой. Такая методика расчета хотя и несколько усложняет нахождение искомого решения для сложных случаев закрепления, так как его приходится осуществлять в два шага, тем не менее, в конечном счете, оказывается более эффективной, поскольку позволяет находить составные части искомого решения с применением аналитических соотношений или сравнительно простых по структуре и небольших по числу систем конечноразностных уравнений.

Изложим методику расчета, реализующую сформулированную идею и результаты ее использования проиллюстрируем на примере.

Задача расчета неоднородной анизотропной прямоугольной пластины с произвольным закреплением на контуре может сводится к нахождению решения краевой задачи общего вида:

$$L(w)\big|_{\Omega} = f, \qquad R_i(w)\Big|_{S_i^R} = \rho_i, \quad \Gamma_i(w)\Big|_{S_i^\Gamma} = \varphi_i \tag{1}$$

где

$$L(w) = \vec{B}^T D \vec{B} w, \quad \vec{B} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial^2}{\partial x^2} \\ \dfrac{\partial^2}{\partial y^2} \\ 2\dfrac{\partial^2}{\partial x \partial y} \end{bmatrix}, \quad R_1(w) = \begin{cases} \mp \dfrac{\partial w}{\partial x} & при \quad x = 0 \ и \ a \\ \mp \dfrac{\partial w}{\partial y} & при \quad y = 0 \ и \ b \end{cases};$$

$$R_2(w) = w \begin{cases} при & x = 0 \quad и \quad a \\ при & y = 0 \quad и \quad b \end{cases}; \quad \Gamma_{23} = \begin{cases} Q_x + \dfrac{\partial M_{xy}}{\partial y} & при \quad x = 0 \ и \ a \\ Q_y + \dfrac{\partial M_{xy}}{\partial x} & при \quad y = 0 \ и \ b \end{cases}; \tag{2}$$

$$\Gamma_1(w) = \begin{cases} M_x & при \quad x = 0 \quad и \quad a \\ M_y & при \quad y = 0 \quad и \quad b. \end{cases}$$

$\Omega = \{0 \le x \le a,\ 0 \le y \le b\}$ - прямоугольная область, которую занимает пластина; S = {x = 0 и a, y = 0 и b}- ограничивающие эту область прямолинейные части контура; f- интенсивность приложенной к

пластине поперечной нагрузки; ρ_i и φ_i - заданные на участках $S_i^R < S$ и $S_i^\Gamma = S - S_i^R$ контура значения угла поворота, прогиба, изгибных моментов и приведенных поперечных сил; D – квадратная матрица жесткости порядка 3 с элементами, зависящими от координат x и y.

Меняя S_i^R и S_i^Γ, из формул (1) и (2) можно получить краевые дифференциальные задачи, описывающие состояние рассматриваемой пластинки при всех возможных способах закрепления и загружения ее края.

Предположим, что ищется решение задачи (1), причем известно решение соответствующей “жесткой” задачи

$$L(v)\big|_\Omega = f, \qquad R_i(v)\big|_S = \rho_i . \tag{3}$$

В работе (1) показано, что между решениями (1) и (3) имеет место зависимость

$$u(x,y) = v(x,y) + \sum_{j=1}^{\infty} X_j \chi_j(x,y) , \tag{4}$$

где

$$X_j = \iint_\Omega \chi_j f d\omega - \sum_{i=1}^{2} \int_{S_i^R} T_i(\chi_j)\rho_i ds - \sum_{i=1}^{2} \int_{S_i^\Gamma} \Gamma_i(\chi_j)\rho_i ds + \sum_{i=1}^{2} \int_{S_i^\Gamma} R_i(\chi_j)\varphi_i ds , \tag{5}$$

а $\chi_j(x,y)$, (j=1,2,…) – система специальным образом построенных координатных функций. Для их составления нужно найти полную систему решений вспомогательной однородной краевой задачи

$$L(\psi_k)\big|_\Omega = 0, \qquad R_i(\psi_k)\Big|_{S_i^R} = 0 \tag{6}$$

и проортонормировать ее по билинейному выражению

$$F(p,q) = \iint_\Omega (\vec{B}p)^T D\vec{B}q d\omega \tag{7}$$

Последнее может быть выполнено по формуле

$$\chi_j(x,y) = \sum_{k=j}^{1} b_{jk}\psi_k(x,y) \qquad j = 1, 2, \ldots , \tag{8}$$

где

$$b_{jk} = c_j \text{ при } k = j; \quad b_{jk} = -c_j \sum_{i=j-1}^{k} \alpha_{jl} b_{lk} \text{ при } k = j-1, \ldots, 2, 1, \qquad (9)$$

далее

$$\alpha_{jl} = c_l \left\{ \beta_{jl} - \sum_{m=l-1}^{1} \alpha_{jm} \alpha_{lm} \right\}; \qquad c_j = \left(\beta_{jj} - \sum_{l=j-1}^{1} \alpha_{jl}^2 \right)^{-1/2} \qquad (10)$$

и, наконец, $\beta_{jk} = F(\psi_j, \psi_l)$.

Важная особенность описанного способа решения заключается в следующем: если построена система координатных элементов χ_j, то с ее помощью можно легко получить функцию прогибов *u* при любых нагрузках *f*, φ_i и смещениях ρ_i. Для этого необходимо лишь вычислить соответствующие коэффициенты X_j по формуле (5).

В случае, когда пластина однородна, элементы матрицы жесткости *D* не зависят от координат *x, y*; при этом решения задачи (6) могут быть построены в аналитическом виде [1]. Значительно сложнее дело обстоит в рассматриваемом сейчас случае неоднородной пластины. Так как при этом коэффициенты уравнения (6) переменные, то решения его могут быть, как правило, найдены только в результате применения какого-нибудь численного метода. С этой целью используется метод конечных разностей.

Очевидно, что формула (4) может быть использована не только для нахождения функции *u* по известной функции *v*, но и для определения функции *v*, если мы знаем какую-нибудь функцию *u*. Последняя может быть иногда построена и в аналитической форме для неоднородной пластины, все четыре кромки которой прикреплены шарнирно к недеформируемой опоре.

Здесь приведены результаты расчета квадратной ортотропной пластины с жесткостями $D_{12} = \sqrt{D_{11} D_{22}}$ и при различных $\varepsilon = \sqrt[4]{D_{22} / D_{11}}$ под действием равномерно распределенной нагрузки q при жестком закреплении, напряженно-деформированное состояние которой в случае шарнирного закрепления всех сторон уже исследовано [3].

Для удобного применения результатов расчета численные значения прогибов и изгибающих моментов в центре и в середине опорных кромок ортотропной квадратной пластины приведены в таблице 1 для $\nu = 0{,}3$.

Таблица 1

$\varepsilon = \sqrt[4]{\frac{D_{22}}{D_{11}}}$	Прогиб в центре	Моменты в середине опорных сторон		Моменты в центре	
	$w = \alpha \frac{qa^4}{D_{22}}$	$M_x = \beta_1 qa^2$ $x = \pm \frac{a}{2}$, $y = 0$	$M_y = \beta_2 qa^2$ $y = \pm \frac{b}{2}$, $x = 0$	$M_x = \gamma_1 qa^2$ $x = 0$, $y = 0$	$M_y = \gamma_2 qa^2$ $y = 0$, $x = 0$
	α	β_1	β_2	γ_1	γ_2
1	0,00126	-0,0517	-0,0517	0,01777	0,01777
1,1	0,00151	-0,0538	-0,0581	0,01668	0,02140
1,2	0,00175	-0,0554	-0,0639	0,01520	0,02534
1,3	0,00192	-0,0563	-0,0687	0,01362	0,02862
1,4	0,00208	-0,0568	-0,0726	0,01179	0,03136
1,5	0,00221	-0,0570	-0,0757	0,01018	0,03375
1,6	0,00230	-0,0571	-0,0780	0,00865	0,03550
1,7	0,00238	-0,0571	-0,0799	0,00708	0,03708
1,8	0,00244	-0,0571	-0,0812	0,00590	0,03833
1,9	0,00249	-0,0571	-0,0822	0,00471	0,03929
2,0	0,00253	-0,0571	-0,0829	0,00378	0,04007

Из данных, указанных в этой таблице, вытекает, что при всех $\varepsilon = \sqrt[4]{D_{22} / D_{11}}$, т.е. соотношениях жесткостей, с увеличением ε прогиб в центре, момент M_y в центре и моменты M_x, M_y на краях растут; момент же M_x в центре в случае жесткого закрепления пластинки по всему контуру уменьшается.

Список литературы

1. Слезингер И.Н. Об одном способе решения линейных краевых задач самосопряженного типа. – Прикладная математика и механика, т. 20, вып. 6, 1956.

2. Заврак Н.В., Малахова Н.А. Об одном способе расчета неоднородных анизотропных пологих оболочек с различными закреплениями на краях // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. докладов Международного симпозиума. –Одесса. 1995. –С.172-177.

3. Тимошенко С. П. , Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. – М.: Физматгиз, 1963.

УДК 624.072.221

КРИТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

CRITICAL LOADS OF PLANE DEFORMATION OF THE WOODEN BEAMS

к.т.н. доц. Кириленко В.Ф. (*Национальная академия природоохранного и курортного строительства*)

c.t.s. ***Kirilenko V.F.*** *(National academy of nature protection and resort building)*

На основе решений теории упругости для прямоугольных полос получены зависимости для определения критических нагрузок потери устойчивости плоской формы деформирования свободноопёртых и консольных деревянных балок в методе расчёта по предельным состояниям.

Ключевые слова: балки, устойчивость, критические нагрузки.

On the basis of the theory of elasticity solutions, for rectangular strips were obtained relations for critical loads losses of stability of the plane deformation of simply supported or cantilevered beams in the method of calculation based on the ultimate limit states.

Keywords: beams, stability, critical loads.

Постановка задачи

В общем объеме несущих деревянных конструкций значительное место занимают элементы, работающие на изгиб: балки из цельной и клееной древесины, прогоны, стропильные ноги и др. Для балок прямоугольного сечения при заданном (требуемом) значении момента сопротивления ($W = const$) произведение площади сечения на высоту сечения является величиной постоянной, поэтому увеличение высоты, например в 1,5 раза снижает площадь сечения (расход материала) на 50 %.

Увеличение высоты изгибаемых элементов приводит с одной стороны к значительной экономии древесины с одновременным достижением повышенной жёсткости в плоскости действия нагрузок, с другой – к недостаточной жёсткости в перпендикулярном направлении, и это может привести к потере устойчивости балки. В зданиях и сооружениях этот недостаток обычно устраняется постановкой связей, однако в некоторых случаях эти связи не могут

быть поставлены из конструктивных соображений или количество связей может быть недостаточным.

В действующих нормах [1] расчёт на устойчивость плоской формы деформирования на участке балки рекомендуется выполнять путём определения действующих максимальных нормальных напряжений с введением коэффициента $\varphi_м$, аналогичного коэффициенту продольного изгиба для центрально сжатого стержня. В свою очередь этот коэффициент представляется произведением аналогичного значения для случаев чистого изгиба (базовое значение) и коэффициента $k_ф$, учитывающего фактическую схему нагружения, другими словами, форму эпюры моментов на этом участке.

В пособии по проектированию [2], посвящённом обоснованию и разъяснению некоторых положений норм проектирования, вопросы расчёта деревянных балок на устойчивость плоской формы деформирования, по нашему мнению, изложены крайне недостаточно. Кроме того, изложенные в п. 4.18-4.20 краткие объянения без ссылки на фундаментальные исследования Л.Прандтля, А. Мичелла и С.П. Тимошенко [3,4] вызывает много вопросов не только у инженеров, но и научных работников.

Следует отметить, что для обычно применяемых дощатых балок цельного сечения при простых нагружениях в приведенных выше работах имеются результаты, позволяющие непосредственно найти критические значения нагрузок, не прибегая к определению внутренних усилий и напряжений, а, следовательно, и введения коэффициента $\varphi_м$. Кроме того, в пособии и нормах не учтены результаты, связанные с изменениями критических значений в зависимости от линии приложения нагрузок по отношению к продольной оси балок.

Таким образом, целью настоящей работы является возможность непосредственного применения результатов работ указанных ранее авторов к определению критических нагрузок свободноопёртых и консольных деревянных балок при действии сосредоточенных сил и распределённых нагрузок.

Критические нагрузки для прямоугольных полос.

При изгибе балки (полосы) узкого прямоугольного сечения с увеличением нагрузки наступает момент, когда плоская форма изгиба перестаёт быть единственно возможной и появляется изгибно-крутильная форма равновесия. При этом имеет место изгиб также и в плоскости наименьшей жёсткости, сопровождающийся кручением. Решение вопросов устойчивости сводится к составлению и

рассмотрению условий равновесия. Второй путь основан на рассмотрении энергии системы, когда критические нагрузки определяются из равенства потенциальной энергии балки работе внешних сил на перемещениях, обусловленных выпучиванием.

Решение задач устойчивости проводятся с учётом основных допущений, которые сводятся к следующему

- рассматривается упругая работа материала и линейный закон распределения напряжений в сечении;

- прогибы балок в плоскости и из плоскости, а также угол закручивания считаются весьма малыми;

- искривление в направлении наименьшей жёсткости сопровождается лишь поворотом сечений, форма же сечений остаётся неискажённой;

- жёсткости на изгиб из плоскости B и жёсткость на кручение C по отношению к максимальной жёсткости являются малыми величинами.

С учётом этих допущений задача нахождения критических значений нагрузок сводится к интегрированию дифференциальных уравнений равновесия искривленной формы балки (решение Л. Прандтля, А. Мичелла). Другой (энергетический) путь решения задач устойчивости, предложенный С.П. Тимошенко, заключается в нахождении критических нагрузок из условия равенства потенциальной энергии работе внешних сил, которая определяется для каждого конкретного случая загружения балки. Использование здесь тригонометрических рядов для представления угла закручивания даёт хорошее приближение по сравнению с точным решением уже при одном – двух членах ряда. Для свободноопёртых балок принимается такое закрепление концов, что вращение их относительно продольной оси невозможно, это же относится и к консольным балкам в месте защемления.

При первом и втором пути решения критические нагрузки для свободноопёртых и консольных балок могут быть представлены в виде

$$M_{кр} = \frac{k\sqrt{BC}}{l}, \quad P_{кр} = \frac{k\sqrt{BC}}{l^2}, \quad q_{кр} = \frac{k\sqrt{BC}}{l^3}, \qquad (1)$$

где l - пролёт балки или длина консоли.

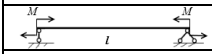
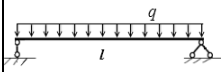
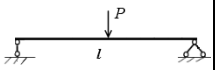
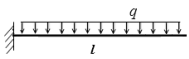
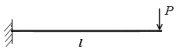
В этих выражениях коэффициенты k, взятые из работы [3] для различных схем балок и нагружений, приведены в табл. 1.

Следует отметить, что при определении критических нагрузок для всех приведенных случаев нагружения считалось, что сосредоточенные силы или распределённые нагрузки приложены в

уровне продольной оси балки. При приложении нагрузок выше этой оси на расстоянии a балки становятся менее устойчивыми. С учётом этого, в работе [3] получены приближённые зависимости для определения дополнительного множителя в правой части выражения (1), зависящие от соотношения a/l и $\sqrt{B/C}$. При приложении нагрузок на верхней кромке балок ($a = h/2$) и значении радикала $\sqrt{B/C} = 5$ (для балок из древесины) в табл.1 приведены значения этого множителя – коэффициент β_2.

Таблица 1

Значения коэффициентов k, β_1 и β_2
для определения критических нагрузок

Схема балки	M	k	Коэффициенты β_1			$\frac{\beta_1^M}{\beta_1^{ч.л.}}$	β_2
			β_1^M	β_1^p	β_1^q		
	M	3,14	6,54 k	-	-	1	1
	$\frac{ql^2}{8}$	3,54		-	8 β_1^M	1,13	1-1,72 $\frac{h}{l}$
	$\frac{Pl}{4}$	4,23		4 β_1^M	-	1,35	1-1,95 $\frac{h}{l}$
	$\frac{ql^2}{2}$	6,43		-	2 β_1^M	2,04	1-2,22 $\frac{h}{l}$
	Pl	4,01		β_1^M	-	1,28	1-1,12 $\frac{h}{l}$

Расчётные зависимости для деревянных балок.

Для балок узкого прямоугольного сечения шириной b и высотой h жёсткость на изгиб из плоскости

$$B = E \cdot \frac{hb^3}{12}, \qquad (2)$$

жёсткость на кручение

$$C = G \cdot \frac{1}{3} hb^3. \qquad (3)$$

Для древесины отношение модулей $E/G = 10000/500 = 20$, тогда радикал

$$\sqrt{B \cdot C} = \sqrt{\frac{Ehb^3}{12} \cdot G\frac{hb^3}{3}} = \frac{E}{6\sqrt{20}} hb^3 . \qquad (4)$$

При расчёте деревянных балок на устойчивость для критических нагрузок согласно (1) кроме коэффициентов β_2 необходимо ввести коэффициент надёжности, равный отношению нормативного сопротивления чистой древесины на изгиб к расчётному сопротивлению, т.е. $R_u^н / R_u$. При значении нормативного сопротивления на изгиб $R_u^н = 57\ МПа$ [1] отношение $E/R_u^н = 10000/57 = 175{,}4$ и расчётные формулы проверки устойчивости балки, полученные из (1) с учётом (4) могут быть представлены следующим образом [5]

$$M \le \bar{M}_{кр} = \beta_1^M \beta_2 \frac{hb^3}{l} R_u , \qquad (5)$$

$$P \le \bar{P}_{кр} = \beta_1^P \beta_2 \frac{hb^3}{l^2} R_u , \qquad (6)$$

$$q \le \bar{q}_{кр} = \beta_1^q \beta_2 \frac{hb^3}{l} R_u , \qquad (7)$$

где $\bar{P}_{кр}$, $\bar{q}_{кр}$ - критические значения нагрузок в методе расчёта по предельным состояниям; β_1^M - коэффициент, представляющий собой произведение соответствующего значения k согласно табл. 1 на отношение $E/6\sqrt{20} \cdot R_u^н = \dfrac{10000}{6\sqrt{20} \cdot 57} = 6{,}54$.

Коэффициенты β_1^P и β_1^q, выражающиеся посредством β_1^M представлены в той же таблице.

Коэффициент устойчивости деревянных балок.

При введении понятия коэффициента $\varphi_м$ [1, 2, 6], аналогичного коэффициенту прокольного изгиба, критические значения изгибающего момента для балки прямоугольного сечения в методе расчёта по предельным состояниям можно представить следующим образом

$$\bar{M}_{кр} = \varphi_м \cdot W \cdot R_и = \varphi_м \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot R_и , \qquad (8)$$

Значение $\varphi_м$ можно получить путём приравнивания правых частей выражения (5) и (8)

$$\varphi_м = 6\beta_1^M \cdot \beta_2 \cdot \frac{b^2}{lh} . \qquad (9)$$

Если в этом выражении положить $\beta_2 = 1$ (этот случай рассмотрен в пособии [2]), то числовые значения коэффициента несколько отличаются от значения 140, принятого в нормах. Это различие объясняется отношением $E/R_и^н$: в нормах оно принято 200, в настоящей работе $175{,}4$. При принятии нормативного отношения $E/R_и^н = 200$ числовое значение при коэффициенте β_1^M составляет $200/6\sqrt{20} = 7{,}46$ и значение коэффициента в (9) будут соответствовать принятому в нормах.

Из этого также следует, что отношение коэффициента β_1^M для каждого конкретного случая загружения к соответствующему коэффициенту для случая чистого изгиба $\beta_1^{ч.и.}$ представляет собой значение коэффициента $k_ф$, учитывающего форму эпюры моментов в действующих нормах.

Список литературы

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
2. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
3. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек. – М.: Наука, 1971. – 808 с.
4. Тимошенко С.П. Курс теории упругости. – К.: Наукова думка, 1972.– 501 с.
5. Кириленко В.Ф. К вопросу устойчивости плоской формы деформирования деревянных балок // Строительство и техногенная безопасность: Сб. научн. тр. / НАПКС. – Симферополь, 2011. – Вып. 40. – С. 3-8.
6. Шляпин В.А. Устойчивость плоской формы изгиба деревянных балок // Известия вузов. Строительство и архитектура. - № 7. – 1971.– С.36-38.

УДК 624.011

ПОИСК ИСТИНЫ В МОДУЛЯХ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ *E* И *E*’ ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

SEARCH FOR TRUTH IN MODULES OF ELASTICITY OF WOOD E AND E' FOR CALCULATIONS OF THE COMPRESSED-BENDING ELEMENTS

к.т.н., проф. ***Клименко В.З.*** *(Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина)*
к.т.н., доц. ***Михайловский Д.В.*** *(Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина)*
ас. ***Коваленко М.С.*** *(Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина)*
c.t.s., Prof. ***Klimenko V.*** *(Kiev National University of Construction and Architecture)*
c.t.s., Assist. prof. ***Mikhaylovskyy D.*** *(Kiev National University of Construction and Architecture)*
as. ***Kovalenko M.*** *(Kiev National University of Construction and Architecture)*

Существование двух модулей упругости древесины при ее деформациях в пределах упругой работы материала представляется авторам противоестественным. На основе численного исследования разных методик расчета сжато-изгибаемых элементов показана искусственность модуля *E*' в нормативной методике расчета таких элементов по деформированной схеме.

Ключевые слова: модули упругости *E* и *E*’ , истинный модуль.

The existence of two module of elasticity of wood at its deformations within the elastic material of the authors seem unnatural. A numerical study of different methods for calculating the beam-bending elements is shown artificiality modulus *E*' in the normative methodology of calculation of such elements in the deformed scheme.

Keywords: modulus of elasticity *E* and *E*', the true modulus.

Вступление. Появление в СНиП II-25-80 модуля упругости древесины *E*’ в расчетах конструкций на прочность по деформированной схеме оказалось неожиданным. Пособие к нормам

не дало аргументированного обоснования существованию модуля E'=300R_c ни с физической, ни с исторической позиций. Представления о двух модулях древесины входит в противоречие с фундаментальным физическим свойством твердого тела при деформациях в пределах упругой работы материала. Авторы статьи постарались доказать искустсвенность модуля E' путем численного исследования методик расчета сжато-изгибаемых деревянных стержней.

Численное исследование методик расчета. Численное исследование проведено в форме сопоставления расчетов по разным методикам. Объект исследования – панели верхних поясов ферм из клееной древесины разной длины. Ширина поперечного сечения панелей одинаковая b=12 см, нагрузка также принята одинаковой q=12,5 кН/м. Считается, что плоская форма изгиба панелей обеспечена. Условия сопоставимости методик расчета заключаются в равенстве напряжений при сложном сопротивлении расчетному сопротивлению R_c=15 МПа при расчете по точной методике с сохранением одинаковыми напряжений сжатия от продольного усилия. Рассчитаны пять типов ферм с параллельными поясами пролетом 36 м и высотой 5 м: 1 – 24 панельная; 2 – 12 панельная; 3 – 8 панельная; 4 – 6 панельная; 5 – 4 панельная, с длиной панелей верхних поясов - 150 см, 300 см, 450 см, 600 см и 900 см соответственно.

Цель численного исследования состояла в установлении количественной доли дополнительного изгибающего момента к моменту от поперечной нагрузки (M_q) в деформированной схеме элемента: 1) абсолютной ΔM=$M_{расч}$-M_q; 2) относительной по соотношению ($M_{расч}$-M_q)/M_q при определении $M_{расч}$ по разным методикам.

Методики определения $M_{расч}$

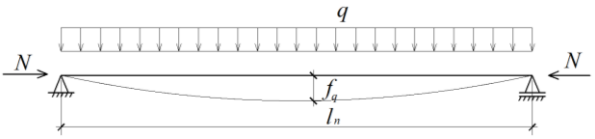
1. Нормативная

$$M^1_{расч} = M_Д = M_q / \xi , \qquad (1)$$

при $\xi = 1 - \dfrac{N}{\varphi \cdot A_{бр} \cdot R_c}$.

Это приближенная методика. В ней не учитывается в явном виде появление в деформированной схеме дополнительного момента от продольной силы.

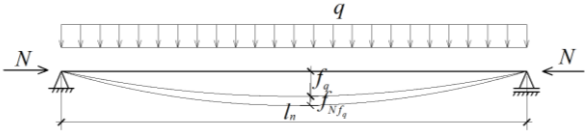
2. Приближенная соответственно деформированной схеме элемента



$$M^2_{расч} = M_q - N \cdot f_q . \qquad (2)$$

Эта методика не учитывает появление в действительной деформированной схеме элемента дополнительного прогиба от изгибающего момента $N \cdot f_q$ и соответствующего дополнительного момента.

3. Точная методика соответственно действительной деформированной схеме элемента



Методика получена решением дифференциального уравнения изогнутой оси сжато-изгибаемого элемента как линейно упругого стержня методом начальных параметров.

$$M^3_{расч} = \frac{q \cdot l_n^2}{u^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos \frac{u}{2}} - 1 \right). \qquad (3)$$

где $u = \sqrt{N/EI} \cdot l_n$ - параметр продольного усилия.

Вычисление изгибающих моментов $M^i_{расч}$ по формулам (1), (2), (3) проводилось с использованием для определения коэффициента φ в методике 1 и прогибов f_q и $f_{N \cdot f}$ в методиках 2 и 3 модуля упругости E=10^4 МПа. Выполняя требование норм, касающееся расчета сжато-изгибаемых элементов по деформированной схеме, моменты $M^i_{расч}$ вычислялись так же с использованием модуля E'=300R_c.

Количественный анализ изгибающих моментов $M^i_{расч}$.

При E=10^4 МПа

Результаты вычисления $M^i_{расч}$ приведены в графах 10, 11, 12 таблицы 1, соотношение ($M_{расч}$-M_q)/M_q на графике рис. 1 увеличенные в сто раз.

Таблица 1 - Данные для численного исследования методик расчета сжато-изгибаемых элементов

Тип фермы	№ строки	Длина панели, см	Высота сечения, см	Методика расчета		Коэффициент ξ	Прогиб f_q, см	Изгибающие моменты, кНм					Напряжения, МПа		
										расчетные					
								M_q	$N \cdot f_q$	M^1	M^2	M^3	σ_N	σ_M	$\sigma_{кр}$
1	2	3	4	5		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1	150	27,05	1		0,898		3,52		3,92			12,48	2,68	15,16
	2			2	*E*		0,042		0,169		3,69			2,52	15,00
	3				*E′*		0,093		0,375		3,90			2,66	15,14
	4			3	*E*							3,69		2,52	**15,00**
	5				*E′*							3,93		2,69	15,16
2	1	300	36,45	1		0,833		14,06		16,88			9,26	6,35	15,61
	2			2	*E*		0,272		1,102		15,16			5,71	14,97
	3				*E′*		0,605		2,450		16,51			6,21	15,47
	4			3	*E*							15,26		5,74	**15,00**
	5				*E′*							17,01		6,40	15,66
3	1	450	46,96	1		0,824		31,64		38,38			7,19	8,70	15,89
	2			2	*E*		0,644		2,610		34,25			7,77	14,95
	3				*E′*		1,432		5,800		37,44			8,49	15,68
	4			3	*E*							34,48		7,82	**15,00**
	5				*E′*							38,70		8,78	15,96
4	1	600	57,75	1		0,832		56,25		67,60			5,84	10,13	15,98
	2			2	*E*		1,095		4,436		60,69			9,10	14,94
	3				*E′*		2,434		9,857		66,11			9,91	15,76
	4			3	*E*							61,06		9,15	**15,00**
	5				*E′*							68,14		10,22	16,06
5	1	900	79,45	1		0,855		126,56		148,03			4,25	11,73	15,97
	2			2	*E*		2,129		8,624		135,18			10,71	14,96
	3				*E′*		4,732		19,183		145,72			11,54	15,79
	4			3	*E*							135,80		10,76	**15,00**
	5				*E′*							149,05		11,81	16,05

Разница между изгибающими моментами $M^2_{расч}$ и $M^3_{расч}$ (строки 2 и 4, столбцы 11 и 12) незначительная: в панелях фермы первого типа моменты даже равны; в панелях ферм от типа 2 до типа 5 разница составляет 0,1÷0,62 кНм – не превышая 0,45 % по отношению

к $M^2_{расч}$. Это свидетельство не существенного влияния действительной деформированной схемы сжато-изгибаемого элемента на напряженное состояние. Для инженерных расчетов вполне можно пользоваться методикой 2. Но истина дороже. Поэтому в [1] предложена для расчета сжато-изгибаемых элементов точная методика и она включена в проект украинского нормативного документа по проектированию деревянных конструкций. Нормативная методика 1 дает завышенные по сравнению с методиками 2 и 3 расчетные изгибающие моменты (строка 1, графа 10): разница по типам панелей между $M^1_{расч}$ и максимальным $M^3_{расч}$ составляет от 0,23 до 12,23 кНм или $\left(M^1_{расч} - M^3_{расч}\right) \Big/ M^1_{расч}$ =8,26 %. Нормативная методика вынуждает увеличивать размеры поперечного сечения верхнего пояса фермы. Стремление, при разработке нормативной методики, учесть дополнительный изгибающий момент в деформированной схеме без интегрирования уравнения деформированной оси элемента привело к появлению методики расчета, которая дает запас прочности для сжато-изгибаемых элементов [2]. Необязательный запас не может быть оправданием функционирования в нормативном документе методики расчета, к которой предъявлена серьезная методологическая претензия [3, 4], вызванная ее неадекватностью физическому явлению в сжато-изгибаемых элементах из клееной древесины при их гибкости λ<55. В этом случае истина еще дороже. При гибкостях панелей верхних поясов ферм типа 2 – 5 от λ=28,5 до 39,2 коэффициент продольного изгиба φ равен соответственно от 3,7 до 1,95. Объяснения такому факту с физической позиции нет [5].

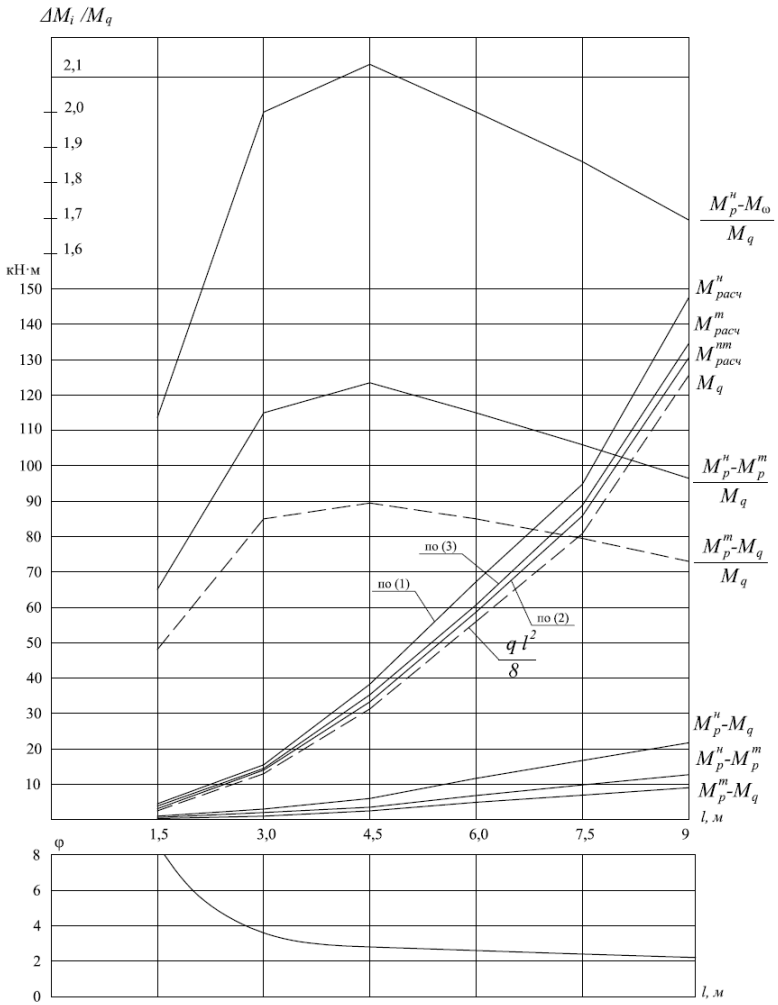


Рисунок 1. Графики зависимости $\Delta M_i/M_q$ и φ от длины панели верхнего пояса l

При E'=300R_c МПа

Изгибающие моменты $M^1_{расч}$ равны при использовании в методике 1 модуля как E так и E' по формуле (1). Это объясняется тем, что коэффициент φ в формуле для определения ξ с использованием любого модуля упругости древесины одинаковый. С какой

практической целью сделано в Пособии к СНиП II-25-80 такое заключение с помощью сомнительного с физической позиции доказательства, в результате которого параметр A всегда - $A=\pi^2\cdot 300$, а $\varphi=A/\lambda^2$?

Авторы не претендуют на справедливость своего ответа на поставленный вопрос, но другого из сравнения методик расчета, о которых идет речь, при E' не видят. Результат сравнения методик любопытный и одновременно неожиданный. Изгибающие моменты $M^2_{расч}$ и $M^3_{расч}$ (строки 3 и 5, столбцы 11 и 12 соответственно) превышают такие же моменты. Найденные при $E=10^4$ МПа. Это естественно, поскольку при E' прогибы сжато-изгибаемых элементов f_q и $f_{N\cdot f}$ больше чем при E, и это учитывается в методиках 2 и 3 в явном виде. Соотношение $\left(M^i_{E'}-M^i_E\right)\Big/M^i_E$ в % дает следующий результат:

	по $M^2_{расч}$	по $M^3_{расч}$	при λ
для фермы типа 2	8,9 %	11,46 %	28,5
для фермы типа 5	7,8 %	9,75 %	39,2

Невозможность проведения сравнения изгибающего момента $M^1_{расч}$ в нормативной методике при A=const показывает, по нашему мнению, об отсутствии истинного физического содержания как в параметре A, так и в нормативной методике при E'. Удовлетворительный результат расчета сжато-изгибаемых элементов по нормативной методике обеспечивается математической структурой формулы для ξ, о чем говорится в [3, 4]. Положительный эффект от этой формулы снижается с увеличением длины и гибкости сжато-изгибаемых элементов, как показано выше: с возрастанием λ коэффициент φ уменьшается и соответственно возрастает величина коэффициента ξ, приближаясь к единице в формуле (1).

Изгибающие моменты $M^2_{расч}$ очень не намного меньше, а $M^3_{расч}$ так же очень не намного больше моментов $M^1_{расч}$ (соответственно строки 3 и 5, столбцы 11 и 12 по сравнению со строками 1, столбец 10). Можно принять, что изгибающие моменты по более точной методике 2 и точной методике 3 при модуле упругости E' равны изгибающему моменту по нормативной методике. Отсюда вытекает ответ авторов на поставленный выше вопрос. Складывается впечатление о том, что сохраняя нормативную методику, к ней «подтянули» более точные методики расчета, введя представление об искусственном модуле упругости древесины, который на методику 1 не повлиял. Считаем, что с методологической позиции не правильно

сохранять нормативную методику, утратившую физическое содержание для определенных сжато-изгибаемых элементов, в нормативном документе. Для аргументации нашего мнения достаточно того, что в сохраняемой методике появляется коэффициент продольного изгиба, превышающий единицу – факт, противоречащий фундаментальным основам сопротивления материалов и теории расчета строительных конструкций.

В рамках проведенного численного исследования сопоставлять прогибы панелей верхних поясов ферм, найденные по трем методикам расчета с использованием модулей упругости E и E':

по нормативной

$$f^1 = M_q / N_Э \,, \tag{4}$$

по приближенной

$$f^2 = (5/384)\left(q \cdot l_n^2 / E \cdot I\right), \tag{5}$$

по точной

$$f^3 = f_q + f_{N \cdot f_q} = \frac{q \cdot l_n^4}{E \cdot I \cdot u}\left(\frac{1}{\cos u/2} - 1 - \frac{u^2}{8}\right). \tag{6}$$

Результаты вычислений прогибов по формулам (4)÷(6) с E=10^4 МПа показаны на рис. 2, *а*; с модулями упругости E'=$300R_c$ на рис. 2, *б*.

а *б*

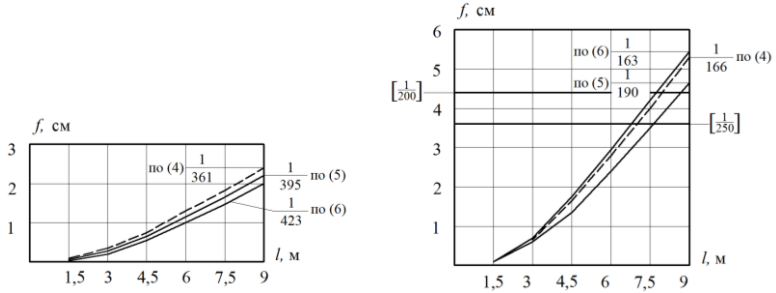


Рис. 2 Графики зависимости прогибов панелей верхних поясов ферм f в зависимости от длины панелей: *а*) при модуле упругости – E=10^4 Мпа; *б*) при модуле упругости – E'=$300R_c$

В нормах проектирования ничего не говорится относительно прогибов панелей верхних поясов крупнопанельных ферм. В ограничениях прогибов не было необходимости при их вычислении с использованием модуля E при длине панелей даже больших. Об ограничениях f_n/l_n следует задуматься, например, в треугольных

распорных системах с длиной ската больше 12 м, когда их жесткость сравнима с жесткостью стропильных ног, для которых нормы содержат ограничение прогибов. С использованием модуля *E*' уже при длине панелей $l_n \geq 6$ м их прогиб превышает нормативное ограничение (рис. 2, *б*), даже равное $(1/200) \cdot l_n$.

Выводы. 1. Ни с физической, ни с теоретической позиций нет оснований вводить в расчет сжато-изгибаемых деревянных элементов на прочность по деформированной схеме и по деформациям, искусственный модуль упругости $E'=300R_c$. 2. Для расчета сжато-изгибаемых элементов надо применить точную методику расчета.

Список литературы

1. *Клименко В.З. Предложение по расчету сжато-изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов / Строительная механика и расчет сооружений. №3 – М. 2011. – С. 8-11.*
2. *Серов Е.Н., Санников Ю.Д. Проектирование клееных деревянных конструкций: Учеб. пособие. Ч. II. Проектирование рам из прямолинейных элементов / Под ред. Е.Н. Серова; СПб гос. архит.-строит. ун-т – СПб., 1998. – 133 с.*
3. *Клименко В.З. Философская и методологическая основы расчета сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций / Сб. научн. тр. Современные металлические и деревянные конструкции. - Брест. 2009. – С. 119-122.*
4. *Клименко В.З. Развитие методик расчета сжато-изогнутых элементов в историческом аспекте / Зб. наук. пр. УкрНДІ Проектстальконструкція. – Киев. Вип. 5. 2010. – С. 130-139.*
5. *Клименко В.З. Устранение методологического диссонанса в расчете деревянных элементов, работающих на изгиб со сжатием / Промислове будівництво та інженерні споруди. №2. – 2010. – С. 41-44.*

УДК 674.09

СКЛАДАННЯ ПЛАНУ РОЗКРОЮ СИРОВИНИ З ЗАСТОСУВАННЯМ МАТЕМАТИЧНИХ МЕТОДІВ

PREPARATION PLAN SAWING RAW APPLICATION OF MATHEMATICAL METHODS

к.ф-м.н. ст. викладач ***Коваль Т.В****., асистент* ***Марченко Н.В****.*
(Національний університет біоресурсів і природокористування України)
PhD, prof. century. Professor ***Koval T.V****., Assistant* ***Marchenko N.V.***
(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)

Анотація: *Проведені дослідження виходу необрізних пиломатеріалів при розкрої сировини з деревини дуба в виробничих умовах. Розроблені алгоритми та створена система програм вирішення задачі з визначення характеру впливу факторних ознак на об'ємний вихід пиломатеріалів, яка дозволяє виконувати в середовищі математичного процесора MathCAD розрахунки поставів, оптимальних планів розкрою та виконувати їх техніко-економічну оцінку.*

Ключеві слова: Пиломатеріали, розкрій сировини, розрахунки поставів, об'ємний вихід.

Annotation: *The research output of timber boards for cutting raw materials from oak wood in industrial conditions. The developed algorithms and software system designed to solve the problem of determining the impact factor characteristics of volumetric output of lumber, which allows among mathematical processor MathCAD calculations posture, optimal cutting plans and carry out their feasibility*

Keywords: ***Saw timbers, cutting raw materials, putting the calculation, the volume output***

Оперативне управління плануванням розкрою сировини на пилопродукцію потребує корегування поставів на розпилювання залежно від характеристики сировини та специфікації пиломатеріалів. Вітчизняні лісопильні підприємства деревообробної галузі мають незначні обсяги випуску пилопродукції, працюють, в основному, за замовленнями, тому їх специфікація пиломатеріалів в більшості

обмежена однією або двома товщинами дошок. До того ж лісопильні цехи виготовляють пиломатеріали без врахування подальшого їх використання, що викликає збільшення відходів. Тому в теорії розкрою сировини приділяється особлива увага виробництву специфікаційних пиломатеріалів, які відповідають потребам споживачів за розмірами і якістю. Вирішення цієї задачі можливо, якщо забезпечити контроль за ходом виконання плану розкрою, його корегування і облік виходу пило продукції.

Значна кількість підприємств, що розпилюють сировину сьогодні орієнтовані на виробництво однієї або двох товщин пиломатеріалів (паркетне виробництво, виготовлення клеєних брусів і щитів), що призводить до втрат деревини з-за її нераціонального розкрою. З метою визначення об'ємного виходу необрізних пиломатеріалів твердих листяних порід проведені дослідження у виробничих умовах при розпилюванні колод на пиломатеріали товщиною 30 мм.

Розкрій дубових колод, переважно 3 сорту, проводився на стрічкопильних верстатах. Розміри колод: діаметр 29…50 см; збіжність 0,9… 3,0 см/м; довжина колод 2,1…5 м. Було проведено 25 дослідних розпилювань, середній вихід необрізних пиломатеріалів товщиною 30 мм склав 77,9%.

Поряд з цим була розроблена програма розкрою колод на необрізні пиломатеріали з застосуванням математичного процесора MathCAD [1].

Модель розрахунку поставів розроблена з урахуванням основних положень теорії розкрою сировини на пиломатеріали. Це послідовність логічних і математичних операцій, що виконуються технологами при складанні та розрахунку поставів

Програма розкрою колод на пиломатеріали передбачає введення даних з характеристики сировини та пиломатеріалів, аналітичних формул з розрахунку величини граничного охоплення колоди поставом, критичної відстані, що характеризує границю між піфагоричною та параболічною зонами колоди, розмірів дощок в цих зонах, об'єму колод та пиломатеріалів, об'ємного виходу пиломатеріалів [2]. Алгоритм цієї програми наведено на рис.1.

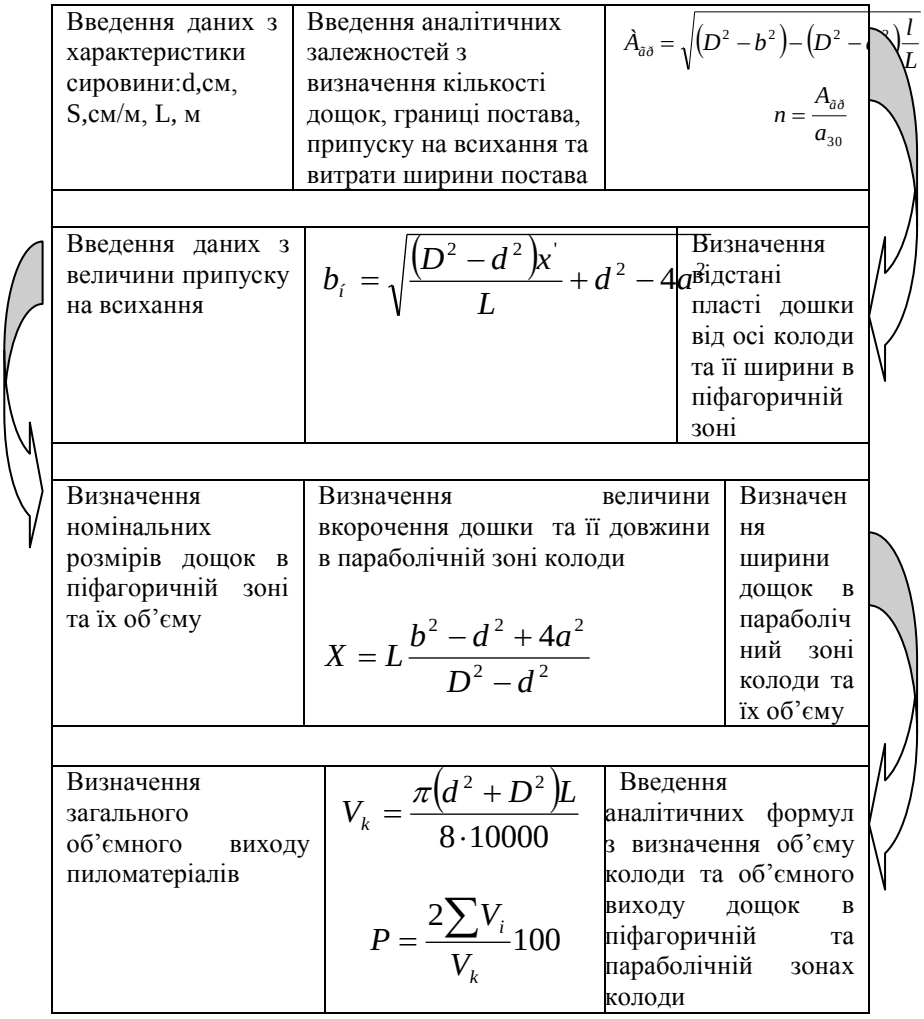


Рисунок 1. Алгоритм програми розрахунку поставів в математичному процесорі MathCAD

Фактичні дані з розкрою дубових колод на пиломатеріали товщиною 30 мм та аналогічні дані, отримані за розрахунками, наведені в таблиці 1.

Таблиця 1. Експериментальні та розрахункові дані об'ємного виходу пиломатеріалів

№ дос-ліду	Розміри колод				Об'ємний вихід пиломатеріалів,%	
	d,см	S,см/м	L,м	V,$м^3$..	Фактичний	Розрахунковий
1	29	2,6	2,3	0,186	81,8	81,3
2	29	1,7	2,3	0,174	76,9	78,0
3	31	3	3	0,302	72,0	80,4
4	33	2,2	5.8	0,73	71,5	81,2
…	…	…	…	…	…	…
23	50	1,9	3,1	0,686	73,9	75,8
24	50	2.6	2,7	0,609	74,7	79,1
25	50	1,15	2.65	0,542	86,5	81,7
Середній об'ємний вихід пиломатеріалів					77,9	79,4

Після проведення експерименту і отримання повної вибірки проведена статистична обробка даних, перевірена однорідність дисперсії за критерієм Фішера. Виявилось, що дисперсії неоднорідні. Перевірка середніх значень за критерієм Стьюдента для вибірок з неоднорідними дисперсіями показала, що між середніми двох вибірок немає статистично значимої різниці. Це дає змогу вирішувати аналітично задачу визначення об'ємного виходу необрізних пиломатеріалів та залежності цього показника від таких факторів, як діаметри колод, їх збіжність та розміри випиляних пиломатеріалів.

Для цього реалізовано повний факторний план ПФП 2^3 [3], який дозволив отримати регресійну модель. В експерименті визначався об'ємний вихід необрізних пиломатеріалів з колод довжиною 4 м різних діаметрів та збіжності. Діапазони варіювання факторів: $28 \le d$ см ≤ 50, $0,9 \le S$ см/м $\le 3,0$. Розпилювання колод здійснюється на дошки 22 і 50 мм. Умови та результати дослідів наведені в таблиці 2.

Таблиця 2. Результати дослідів виконаних за планом 2^3

№ досліду	d, см	S, см/м	t, мм	P, %
1	28	0,9	22	77,9
2	50	0,9	22	79,8
3	28	3,0	22	78,1

4	50	3,0	22	79,8
5	28	0,9	50	82,5
6	50	0,9	50	84.9
7	28	3,0	50	79,7
8	50	3,0	50	83,2

Повний факторний план $2^к$ дозволив крім лінійних коефіцієнтів регресії, оцінити ефект взаємодії факторів та отримати модель у вигляді:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{123}x_1x_2x_3$$

В натуральних позначеннях факторів регресійна модель має вигляд:

$$P = 70{,}7 + 0{,}094d + 1{,}84S + 0{,}2t - 0{,}025dS - 0{,}0009dt - 0{,}073St + 0{,}00096dSt$$

На основі отриманої регресійної моделі проведено аналіз виходу необрізних пиломатеріалів товщиною 22, 32 і 50 мм з колод різних діаметрів та збіжності. На рис. 2 і 3 зображена діаграма об'ємного виходу пиломатеріалів товщиною 22, 32 и 50 мм, випиляних з колод діаметрами 28 і 50 см поставом, що включає тільки одну з цих товщин. Для порівняння наведено показники виходу пиломатеріалів при випилюванні дощок двох товщин 50 і 22 мм.

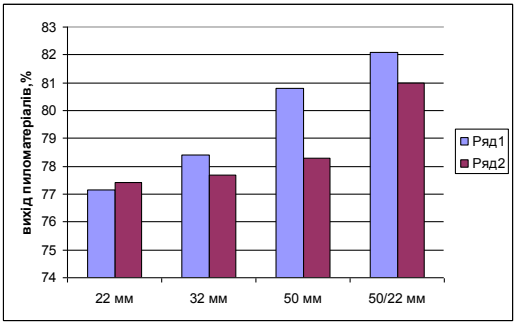


Рисунок 2. Об'ємний вихід необрізних пиломатеріалів при розпилюванні дубових колод діаметром 28 см: ряд 1 - збіжність

колоди 0,9 см/м; ряд 2 – збіжність колоди 3 см/м

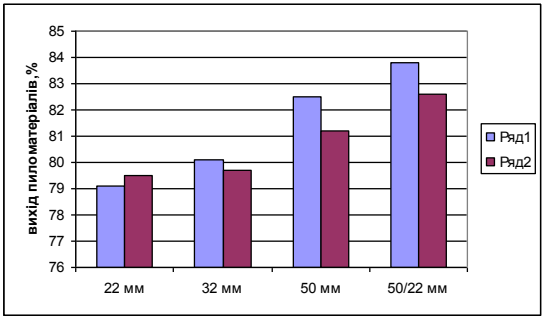


Рисунок 3. Об'ємний вихід необрізних пиломатеріалів при розпилюванні дубових колод діаметром 50 см: ряд 1 - збіжність колоди 0,9 см/м; ряд 2 – збіжність колоди 3 см/м

З наведених діаграм видно, що при розпилюванні колод поставом, що включає дошки тільки однієї товщини втрати об'ємного виходу пиломатеріалів складають до 3,5 % порівняно поставами, що включають дошки двох товщин – товстих та тонких. Із збільшенням збіжності сировини об'ємний вихід необрізних пиломатеріалів зменшується в більший ступені для тонких колод, ніж для товстих.

Висновки

Розроблено програмне забезпечення для оперативного контролю технологічного процесу та розрахунку об'ємного виходу необрізних пиломатеріалів, яке дає змогу корегувати плани розкрою сировини відповідно до заданої специфікації та характеристики сировини.

Дана робота є основою для складання програми оптимізації витрат сировини.

Список літератури:

1. Кудрявцев Е.М. Mathcad 2000 Pro. – М.: ДМК Пресс, 2001 - 576 с.
2. Аксенов П.П. Технология пиломатериалов / П.П.Аксенов, Н.С.Макарова, И.К.Горохов, Ю.П.Тюкина//.- М.: Лесн. пром-сть, 1976.-480 с.
3. Пижурин А.А. Исследования процессов деревообработки /А.А.Пижурин, М.С.Розенблит // -М.Лесн.пром-сть, 1984.-232с

УДК 624.074.5

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА КРУЧЕНИЯ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В УПРУГОЙ СТАДИИ РАБОТЫ

А.В.Ковров, А.М.Кушнир, А.В.Ковтуненко *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

DETERMINATION OF CENTER OF TWIST CROSS SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN THE ELASTIC STAGE WORK

A.V.Kovrov, A.M.Kushnir, A.V.Kovtunenko

Анотація: наведена методика визначення центру кручення перерізів залізобетонних балок.

Аннотация: приведена методика определения центра кручения сечений железобетонных балок.

Abstract: A method for determining the center of torsion sections of reinforced concrete beams.

Ключевые слова: центр кручения, мембранная аналогия Прандтля, равновесия касательных напряжений.

Key words: center torsion, membrane analogy Prandtl equilibrium shear stress.

Актуальность исследований. При кручении неоднородных призматических стержней, имеющих прямоугольное поперечное сечение, центр кручения не совпадает с центром тяжести сечения.

Цель работы – разработать методику определения центра кручения сечений железобетонных балок.

Основная часть. Центр кручения поперечного сечения стержня это точка, относительно которой происходит кручение стержня. Касательные напряжения в центре кручения равны нулю.

Относительно центра кручения определяется значение крутящего момента, возникающего в рассматриваемом поперечном сечении.

При кручении однородных призматических стержней, имеющих прямоугольное поперечное сечение, центр кручения ***O*** совпадает с центром тяжести сечения ***C*** (рис 1) и находится на пересечении осей симметрии – главных центральных осей сечения.

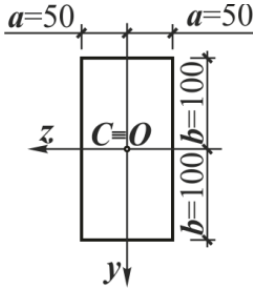


Рис.1 Центры тяжести и кручения прямоугольного поперечного сечения

Напряжения, возникающие в точках симметричного прямоугольного поперечного сечения можно определить по формулам Прандтля [1], [2]:

$$\tau_{xz} = G\theta \frac{8b}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)^3} \frac{sh\dfrac{(2n-1)\pi y}{b}}{ch\dfrac{(2n-1)\pi a}{2b}} \cdot \cos\frac{(2n-1)\pi z}{b}; \qquad (1)$$

$$\tau_{xy} = -G\theta \frac{8b}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)^3} \frac{ch\dfrac{(2n-1)\pi y}{b}}{ch\dfrac{(2n-1)\pi a}{2b}} \cdot \cos\frac{(2n-1)\pi z}{b}, \qquad (2)$$

где G – модуль сдвига материала;

μ – коэффициент Пуассона;

b – половина высоты прямоугольного сечения;

a – половина ширины прямоугольного сечения;

θ – относительный угол закручивания.

Как отмечено в [1], ряды в формулах, (1), (2) достаточно быстро сходятся и можно с достаточной точностью принять $n = 1$. В этом случае выражения для касательных напряжений τ_{xz} и τ_{yz} после преобразований примут вид:

$$\tau_{xz} = -E\theta \cdot \frac{4b}{\pi^2 \cdot (1+\mu)} \cdot \frac{sh\frac{\pi y}{b}}{ch\frac{\pi a}{2b}} \cdot cos\frac{\pi z}{b}; \quad (3)$$

$$\tau_{yz} = -E\theta \cdot \frac{4b}{\pi^2 \cdot (1+\mu)} \cdot (1 - \frac{ch\frac{\pi y}{b}}{ch\frac{\pi a}{2b}}) \cdot \sin\frac{\pi z}{b}, \quad (4)$$

Зададимся следующими значениями физических постоянных и значением относительной угловой деформации:

$$E_b = 3276 \frac{кН}{см^2};$$
$$\mu_b = 0,3;$$
$$\theta = 0,0000132.$$

Для определения значений касательных напряжений воспользуемся формулами (3), (4) разбив сечение на 10 полос по высоте и ширине поперечного сечения (рис 3):

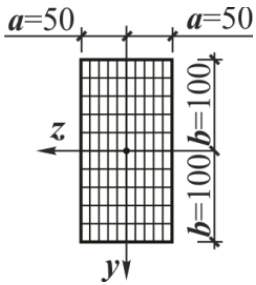


Рис.2 Разбиение прямоугольного поперечного сечения

С использованием MatLab в центре каждого из полученных элементов определенны касательные напряжения τ_{xz}.

Проверим соблюдение равновесия касательных напряжений, возникающих в направлении оси ***z*** при заданной относительной угловой деформации в соответствии с условиями:

$$\begin{aligned} &\Sigma z = 0; \\ &\Sigma \tau_{xz}^{+} + \Sigma \tau_{xz}^{-} = 0. \\ &\Sigma \tau_{xz}^{+} + \Sigma \tau_{xz}^{-} = 2.465 - 2.465 = 0 \end{aligned} \qquad (5)$$

Равновесие касательных напряжений возникающих в направлении оси ***z*** обеспечено.

Рассмотрим кручение несимметричного сечения прямоугольного железобетонного элемента, приведенного на рис.4.

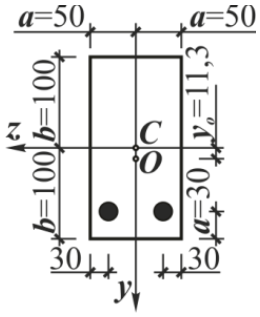


Рис.4 Несимметричное прямоугольное поперечное сечение

При кручении неоднородных призматических стержней, имеющих прямоугольное поперечное сечение, центр кручения ***O*** не совпадает с центром тяжести сечения ***C***.

Центр кручения приведенного сечения в работе Ю.А.Школы [3] предлагается определять по следующим формулам:

$$Y_o = \frac{\sum_i A_{bi} y_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} y_{sj} G_{sj} / \psi_{sj}}{\sum_i A_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} G_{sj} / \psi_{sj}} \qquad (6)$$

$$Z_o = \frac{\sum_i A_{bi} x_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} x_{sj} G_{sj} / \psi_{sj}}{\sum_i A_{bi} G_{bi} + \sum_j A_{sj} G_{sj} / \psi_{sj}} \qquad (7)$$

где A_{bi} - площадь поперечного сечения железобетонного элемента;

A_{sj} - площадь продольной арматуры;

x_{bi}, y_{bi} - координаты центров тяжести бетонных элементов относительно центра симметрии поперечного сечения;

x_{si}, y_{si} - координаты центров тяжести стержней продольной арматуры;

ψ_{sj} - коэффициент В.И.Мурашева, принимаемый для железобетонных элементов без трещин равным 1;

G_{bi} - модуль сдвига бетонна;

G_{si} - модуль сдвига арматуры.

Определим координаты центра кручения железобетонного элемента по формулам (6), (7):

$$Y_0 = \frac{200 \cdot 0 \cdot 1260 + 2(3{,}14 \cdot 7 \cdot 7700)}{200 \cdot 1260 + 2(3{,}14 \cdot 7700)} = 1{,}13 \text{см} ;$$

$$Z_0 = 0.$$

При кручении прямоугольных сечений, в соответствии с мембраной аналогией предложенной Л.Прандтлем [1], задача сводится к нахождению прогибов равномерно нагруженной прямоугольной мембраны, при этом ее прогибы должны удовлетворять уравнению:

$$\frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial y^2} = -\frac{p}{q}, \qquad (8)$$

где p - давление на единицу площади мембраны;

q - равномерное растяжение на единицу длины контура мембраны.

Прогиб χ принимается в виде ряда:

$$x = \sum_{n=1,3,5,\ldots}^{\infty} b_n Y_n \cos\frac{n\pi z}{2a}, \qquad (9)$$

где b_n - постоянные коэффициенты;

Y_n - функции, зависящие от координаты y.

Подставив ряд (10) в уравнение (9) и после преобразований, получим:

$$Y_n = A \cdot \sinh\frac{n\pi y}{2b} + B \cdot \cosh\frac{n\pi y}{2b} + \frac{16pb^2}{qn^3\pi^3 b_n}(-1)^{\frac{n-1}{2}}, \qquad (10)$$

где A, B – постоянные интегрирования, которые должны удовлетворять граничным условиям.

Для несимметричного прямоугольного поперечного сечения должны выполняться следующие граничные условия:

$$\begin{aligned} (Y_n)_{y=h_1} &= 0; \\ (Y_n)_{y=h_2} &= 0. \end{aligned} \qquad (11)$$

Исходя из граничных условий (11) определяем постоянные интегрирования. Подставив полученные выражения постоянных интегрирования A, B в уравнение (10), после преобразований и дифференцирования получим формулы для определения касательных напряжений для несимметричного прямоугольного сечения:

$$\tau_{xy} = \frac{16G\theta b}{\pi^2}\sinh\frac{\pi z}{2b} \times$$
$$\times\left(1 + \frac{(\cosh\frac{\pi h_1}{2b} - \cosh\frac{\pi h_2}{2b})\sinh\frac{\pi y}{2b} - (\sinh\frac{\pi h_1}{2b} + \sinh\frac{\pi h_2}{2b})\cosh\frac{\pi y}{2b}}{\sinh\frac{\pi h}{2b}}\right); \qquad (12)$$

$$\tau_{xz} = \frac{16G\theta b}{\pi^2}\cosh\frac{\pi z}{2b}\times$$
$$\times\frac{(\cosh\frac{n\pi h_1}{2b}-\cosh\frac{\pi h_2}{2b})\cosh\frac{\pi y}{2b}-(\sinh\frac{\pi h_1}{2b}+\sinh\frac{\pi h_2}{2b})\sinh\frac{\pi y}{2b}}{\sinh\frac{\pi h}{2b}}. \qquad (13)$$

С использованием MatLab в центре каждого из полученных прямоугольных элементов определенны касательные напряжения, возникающие в направлении оси ***z***, по формулам (12), (13).

Проверим соблюдение равновесия касательных напряжений, возникающих в направлении оси ***z***, относительно приведенного центра кручения (рис. 4):

$$\Sigma\tau^{+}_{xzb}+\Sigma\tau^{-}_{xzb}+\Sigma\tau^{+}_{xzs}+\Sigma\tau^{-}_{xzs}=2{,}813-2{,}155-0.82=0.147\neq 0$$

Равновесие касательных напряжений возникающих в направлении оси ***z*** не обеспечено. Следовательно, центр кручения найден неверно.

Уточним положение центра кручения, методом последовательных приближений в соответствии с алгоритмом, представленным в блок-схеме приведенной на рис. 5.

Рис.5 Блок-схема определение центра кручения

Координаты центра кручения определены при помощи программы разработанной на основе алгоритма, приведенного на рис.5 в системе компьютерной математики MatLab равны:

$$Y_0 = 0.37\tilde{n}\ ;$$
$$Z_0 = 0.$$

Значения касательных напряжений в центре каждого из полученных прямоугольных элементов определим по формулам (12), (13), с использованием MatLab, с учетом уточненного положения центра кручения.

Проверим соблюдение равновесия касательных напряжений, возникающих в направлении оси ***z***:

$$\Sigma\tau^{+}_{xzb} + \Sigma\tau^{-}_{xzb} + \Sigma\tau^{+}_{xzs} + \Sigma\tau^{-}_{xzs} = 2.303 - 2.638 + 0.335 = 0$$

Равновесие касательных напряжений возникающих в направлении оси ***z*** обеспечено.

Вывод

1. Предложена методика определения центра кручения сечений железобетонных балок в упругой стадии работы.
2. В соответствии с предложенной блок-схемой составлена программа в системе компьютерной математики MatLab позволяющая определять центр кручения методом последовательных приближений.

Литература:

1. Тимошенко С.П., Гудьер Д. Теория упругости. – М., 1975. 576 с.
2. Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела. Том – Москва. Изд. «Наука». 1975. – 831 с.
3. Школа Ю. О. Несуча здатність та деформативність залізобетонних стержневих елементів при складному напруженому стані : Дис... канд. наук: 05.23.01 - 2002.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ СТЕРЖНЕЙ ШВЕЛЛЕРНОГО СЕЧЕНИЯ В СРЕДЕ АРМ STRUCTURE3D

INVESTIGATION OF STABILITYTHE U SECTION STEEL RODSIN A MEDIUM APM STRUCTURE3D

д.т.н. проф. ***Корчак М.Д.*** *(Электростальский политехнический институт, филиал НИТУ МИСиС)*
ассистент ***Власов А.В.,*** *студенты* ***Кудрявцева А.А., Мотин А.К.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых),*
Dr. Professor ***Korchak M.D.*** *(the Elektrostal Politechnikal Institute. NITU MISIS)*
Ass. ***Vlasov A.V., Kudryavceva A.A., Motin A.K.*** *(the Vladimir state university of name A.G. and N.G.Stoletovyh)*

Аннотация

В статье приведен пример расчёта стальной стойки швеллерного сечения на устойчивость. Предложен способ задания опор и приложения нагрузки. Выполнено сравнение результатов численного расчёта с инженерным расчётом по СП «Стальные конструкции».

The annotation:

This article is an example of calculating the cross section of steel channel iron column of stability. A method of job supports and load application. A comparison of the results of numerical calculations with engineering calculations for a set of rules, "Steel Structures".

Повышение качества создаваемых конструкций необходимо связывать, прежде всего, с уменьшением их веса и стоимости, повышением надёжности и улучшением ряда других характеристик. Всё это можно обеспечить за счёт использования компьютерных технологий.

В процессе разработки любой конструкции проектировщик всегда решает задачу оценки её напряжённо-деформированного состояния. Для решения такой задачи в общем случае необходимо решить систему уравнений, обеспечивающих выполнение условий равновесия и совместности деформаций. Это усложняется тем, что поведение системы описывается уравнениями высоких порядков с большим количеством неизвестных, поэтому приходится использовать приближённые методы решения.

В настоящее время наиболее эффективным приближённым методом решения прикладных задач механики является метод конечных элементов (МКЭ) [1].

В качестве примера рассмотрен стальной холодногнутый стержень швеллерного сечения нагруженный осевой силой. Поперечное сечение стержня принято следующих размеров: 60(h)х32 с толщиной стенки 2,5 мм и длиной 500 мм с шарнирным закреплением на концах.

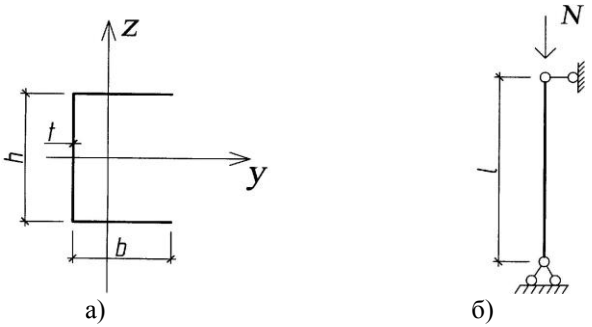


Рисунок. 1. а – сечение рассчитываемого профиля;
б – расчетная схема стержня.

Для решения данной задачи тело стержня наиболее целесообразно моделировать при помощи оболочечных конечных элементов, описывающих срединную поверхность гнутого швеллера.

Предмет настоящего сообщения составляет частные результаты деформационного расчёта стержней открытого сечения, сжатых осевой силой. Как правило, деформационный расчёт даёт более точные по сравнению со статическим расчётом результаты, поскольку при статическом расчёте не учитываются дополнительные силовые факторы.

При расчёте на устойчивость по [3] предельно допустимая нагрузка не стержень составляет 5813 кгс. А при расчёте в среде АРМ Structure3D нагрузка при которой напряжения достигают предельного значения составляет 6018 кгс.

Результаты расчёта с учётом варьирования параметров гибкости стенки и свесов а также гибкости стержня в целом открывают возможность уточнить степень взаимодействия общей и местной форм выпучивания и уточнить нормативные рекомендации по учёту этого фактора.

Результаты деформационного расчёта наглядно демонстрируют места обладающие наименьшей устойчивостью, в данном примере это

полки швеллера. На рисунке 2 показана пространственная деформация срединной поверхности стержня. Как видно из рисунка 2 местная потеря устойчивости полок оказывает существенное влияние на пространственную деформация и общую устойчивость стержневого элемента.

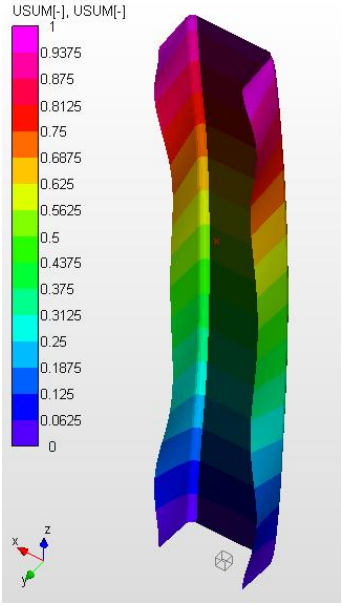


Рисунок 2. Схема деформирования центрально сжатого стержня.

Деформационный расчёт в среде APM Structure3D вполне достоверно может описывать пространственно деформированную работу сжатых элементов швеллерного сечения заданных при помощи оболочечных конечных элементов и так же может использоваться для изучения напряжённо-деформированного состояния стержней нагруженных внецентренной силой.

Список литературы

1. *Тимошенко С.П., Гере Дж. Механика материалов. Пер. с англ. М.: Мир, 1976.552 с.*
2. *Замрий А.А. Проектирование и расчёт методом конечных элементов в среде APM Structure3D. – М.: Издательство АПМ. 2010. – 376 с.*
3. *Свод правил СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.*

УДК 624.073.046.3

УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕРЖНЯ С НЕПРЕРЫВНОЙ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТЬЮ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ПОСТОЯННОЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛОЙ

Крутий Ю.С. *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

STABILITY OF THE CORE WITH CONTINUOUS VARIABLE RIGIDITY, ECCENTRICALLY COMPRESSED BY CONSTANT LONGITUDINAL FORCE

Krutiy Yu. S. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Аннотация: Рассматривается задача устойчивости внецентренно сжатого постоянной продольной силой стержня с непрерывной переменной изгибной жесткостью. В аналитическом виде получены формулы для перемещения, угла поворота, изгибающего момента и продольной силы.

Ключевые слова: внецентренно сжатый стержень, непрерывная переменная изгибная жесткость, устойчивость

Summary: The stability problem eccentrically the core compressed by constant longitudinal force with continuous variable cross-section rigidity is considered. In an analytical kind formulas for moving, a corner of the turn, the bending moment and longitudinal force are received.

Key words: eccentrically compressed core, longitudinal continuous variable cross-section rigidity, stability

Введение

При расчете стержней на устойчивость часто рассматривают идеализированную схему нагружения, исключающую возможность изгиба стержня. Однако реальные элементы конструкций всегда обладают так называемыми начальными несовершенствами. Например, продольная сила, вызывающая сжатие в стержне, может быть приложена не строго по центру тяжести поперечного сечения, а с

некоторым эксцентриситетом. Или, например, реальный стержень не является идеально прямым, то есть его ось в недеформированном состоянии обладает ненулевой начальной кривизной (начальной погибью). Распространенной также является ситуация, когда наряду с продольной силой к стержню приложены разного рода поперечные нагрузки. Например, действует распределенная поперечная нагрузка или распределенная моментная нагрузка или приложены сосредоточенные поперечные силы.

Исследование влияния на устойчивость стержня перечисленных наиболее типичных начальных несовершенств важно с практической точки зрения, поскольку позволяет приблизить расчетную схему к реальным конструкциям. Поэтому является актуальным исследование устойчивости такого стержня, начальное напряженное равновесное состояние которого характеризуется не только сжатием продольной силой, но еще и компонентами изгиба.

Данная работа посвящена случаю внецентренно сжатого стержня.

Постановка задачи

Пусть задан прямой упругий стержень длины l с переменной изгибной жесткостью $E(x)J(x)$, шарнирно-опертый по краям. Будем считать, что стержень нагружен постоянной продольной сжимающей силой N, которая приложена внецентренно к концам стержня с эксцентриситетом e (рис. 1). Предполагается, что плечо e лежит в плоскости наименьшей жесткости стержня.

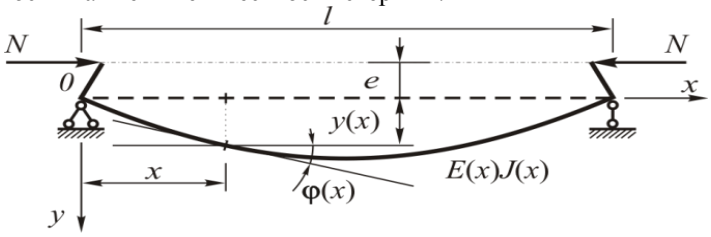


Рис. 1

Для переменной жесткости примем представление

$$E(x)J(x) = E_0J_0A(x), \tag{1}$$

где E_0J_0 – некоторая постоянная жесткость (жесткость в какой-либо характерной точке стержня), а $A(x)$ – безразмерная функция. Фактически функция $A(x)$ определяет закон изменения изгибной жесткости вдоль длины стержня.

Ставится задача: для стержня с произвольной непрерывной переменной изгибной жесткостью, внецентренно сжатого постоянной продольной силой, требуется получить в аналитическом виде формулы для перемещения, угла поворота, изгибающего момента и поперечной силы, необходимые для расчета стержня на устойчивость.

Результаты

С учетом эксцентриситета для изгибающего момента в точке x будем иметь $M(x) = N(y(x) + e)$. Отсюда, учитывая, что в случае шарнирного опирания $y(0) = y(l) = 0$, получим

$$M(0) = M(l) = Ne. \tag{2}$$

Следовательно, случай нагружения стержня с эксцентриситетом равносилен случаю, когда к торцам центрально-сжатого стержня приложены моменты (2) (рис. 2).

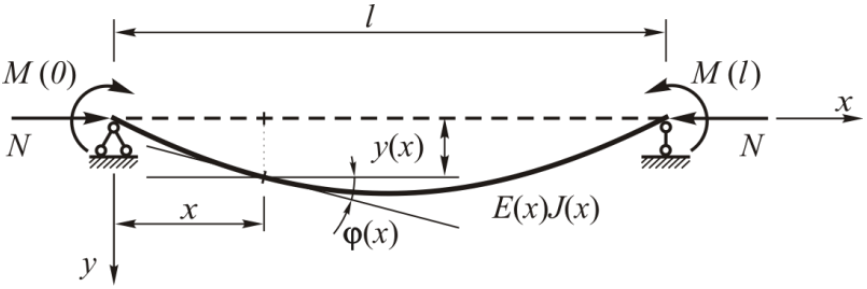


Рис. 2

Задача устойчивости центрально-сжатого стержня с произвольной непрерывной переменной жесткостью и постоянной продольной силой ранее была рассмотрена автором в работах [1, 2]. Основываясь на результатах этих публикаций, выпишем формулы для перемещения, угла поворота, изгибающего момента и поперечной силы, пригодные для центрально-сжатого стержня в виде:

$$y(x) = y(0) + \varphi(0) l X_2(x) - \frac{M(0)}{N}\left(1 - X_1(x)\right) - \frac{Q(0) l}{N}\left(\frac{x}{l} - X_2(x)\right); \tag{3}$$

$$\varphi(x) = \varphi(0) l X_2'(x) + \frac{M(0)}{N} X_1'(x) - \frac{Q(0)}{N}\left(1 - l X_2'(x)\right); \tag{4}$$

$$M(x) = \varphi(0) N l X_2(x) + M(0) X_1(x) + Q(0) l X_2(x); \tag{5}$$

$$Q(x) = Q(0). \tag{6}$$

Здесь фундаментальные функции $X_1(x), X_2(x)$ определяются формулами:

$$X_1(x) = \alpha_0(x) - K\alpha_1(x) + K^2\alpha_2(x) - K^3\alpha_3(x) + \cdots; \quad (7)$$

$$\alpha_0(x) = 1,\ \alpha_i(x) = \frac{1}{l^2}\int_0^x \int_0^x \frac{1}{A(x)}\alpha_{i-1}(x)dxdx\ (i = 1,2,3,\dots); \quad (8)$$

$$X_2(x) = \beta_0(x) - K\beta_1(x) + K^2\beta_2(x) - K^3\beta_3(x) + \cdots; \quad (9)$$

$$\beta_0(x) = \frac{x}{l},\ \beta_i(x) = \frac{1}{l^2}\int_0^x \int_0^x \frac{1}{A(x)}\beta_{i-1}(x)\,dxdx\ (i = 1,2,3,\dots), \quad (10)$$

где $K = N\frac{l^2}{E_0 J_0}$ – безразмерный параметр.

Подставляя в формулах (3), (5) вместо начальных параметров $y(0)$ и $M(0)$ их значения, получим:

$$y(x) = \varphi(0)lX_2(x) - e\big(1 - X_1(x)\big) - \frac{Q(0)\,l}{N}\left(\frac{x}{l} - X_2(x)\right); \quad (11)$$

$$M(x) = \varphi(0)NlX_2(x) + NeX_1(x) + Q(0)\,lX_2(x). \quad (12)$$

Реализуя с помощью (11), (12) два оставшихся граничных условия, приходим к следующей неоднородной системе линейных алгебраических уравнений

$$\begin{cases} lX_2(l)\,\varphi(0) - \frac{l}{N}\big(1 - X_2(l)\big)Q(0) = e\big(1 - X_1(l)\big) \\ NlX_2(l)\,\varphi(0) + lX_2(l)\,Q(0) = Ne\big(1 - X_1(l)\big) \end{cases}.$$

Отсюда находим начальные параметры: $\varphi(0) = e\frac{1 - X_1(l)}{lX_2(l)};\ \ Q(0) = 0.$

Подставляя значения начальных параметров в формулы (3) - (6), для внецентренно сжатого стержня окончательно будем иметь:

$$y(x) = e\left(X_1(x) + \frac{1 - X_1(l)}{X_2(l)}X_2(x) - 1\right); \quad (13)$$

$$\varphi(x) = e\left(X_1'(x) + \frac{1 - X_1(l)}{X_2(l)}X_2'(x)\right);$$

$$M(x) = Ne\left(X_1(x) + \frac{1 - X_1(l)}{X_2(l)}X_2(x)\right);$$

$$Q(x) = 0.$$

В качестве апробации найденных здесь формул, покажем, что в случае постоянной жесткости они приводят к известным результатам. Действительно, когда жесткость стержня постоянна, в формуле (1) следует положить $A(x) \equiv 1$. Тогда по формулам (7) - (10) будем иметь:

$$\alpha_0(x) = 1,\ \alpha_i(x) = \frac{1}{(2i)!}\left(\frac{x}{l}\right)^{2i}\ (i = 1,2,3,\dots),$$

$$X_1(x) = 1 - \frac{K}{2!}\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \frac{K^2}{4!}\left(\frac{x}{l}\right)^4 - \frac{K^3}{6!}\left(\frac{x}{l}\right)^6 + \dots = \cos\sqrt{K}\frac{x}{l};$$

$$\beta_0(x) = \frac{x}{l},\ \beta_i(x) = \frac{1}{(2i+1)!}\left(\frac{x}{l}\right)^{2i+1}\ (i = 1,2,3,\dots),$$

$$X_2(x) = \frac{x}{l} - \frac{K}{3!}\left(\frac{x}{l}\right)^3 + \frac{K^2}{5!}\left(\frac{x}{l}\right)^5 - \frac{K^3}{7!}\left(\frac{x}{l}\right)^7 + \dots = \frac{1}{\sqrt{K}}\sin\sqrt{K}\frac{x}{l}.$$

Подставляя, например, в формулу для перемещений (13) найденные для функций $X_1(x), X_2(x)$ выражения, после преобразований получим:

$$y(x) = e\left(\cos\sqrt{K}\frac{x}{l} + tg\frac{\sqrt{K}}{2}\sin\sqrt{K}\frac{x}{l} - 1\right).$$

Последняя формула с поправкой на иные обозначения полностью совпадает с известной формулой, приведенной для рассматриваемого случая в монографии [3]. К такому же выводу легко придти в отношении остальным формул.

Выводы

Для стержня с произвольной непрерывной переменной изгибной жесткостью, внецентренно сжатого постоянной продольной силой впервые в аналитическом виде получены формулы для перемещения, угла поворота, изгибающего момента и продольной силы. Показано, что ранее известная формула для перемещений, соответствующая стержню постоянной жесткости, вытекает из представленной здесь формулы, как частный случай.

Найденные формулы позволяют рассчитывать на устойчивость как однородные, так и неоднородные стержни произвольного поперечного сечения, сжатые с эксцентриситетом.

Литература

1. Крутий Ю.С. Задача Эйлера в случае непрерывной поперечной жесткости // Строительная механика и расчет сооружений. №6, 2010, с. 22-29.
2. Крутий Ю.С. Задача Эйлера в случае непрерывной поперечной жесткости (продолжение) // Строительная механика и расчет сооружений. №2, 2011, с. 27-33.
3. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Издательство «Наука», 1967. – 984 с.

УДК 674.047

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ СТРУКТУРИ МАТЕРІАЛІВ, ВИГОТОВЛЕНИХ ПРЕСУВАННЯМ ДЕРЕВИННО-КЛЕЙОВОЇ КОМПОЗИЦІЇ, НА ЇХ МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

к.т.н.,доц. ***Малахова О.С.,*** *магістрант* ***Лакида Ю.П.*** *(Національний університет біоресурсів і природокористування України)*

ANALYSIS of INFLUENCE of PARAMETERS of STRUCTURE of the MATERIALS MADE PRESSING of WOOD-GLUE COMPOSITION, ON THEIR MECHANICAL PROPERTIES

Ph.D. ***O. S. Malakhova****, assist.* ***Lakyda U.P.*** *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

Анотація: *Проаналізовано структуру ПДКК із застосуванням моделі напруженого стану одиничного елемента структури зі зв'язком, що займає частину його поверхні, та тензорний аналіз напруженого стану такого елементу.*
Ключові слова: ***Пресована деревинно-клейова композиція, структура, напруження***

Annotation: *The conducted analysis of structure of ПДКК is with application of model of the tense state of single element of structure with connection, that occupies part of his surface, and tensor analysis of the tense state of such element.*
Keywords: ***Pressed wood-glue composition, structure, tension***

В наш час широкого розповсюдження набули матеріали на основі пресованої деревинно-клейової композиції (ПДКК). Вони активно застосовуються у меблевій, будівельній та інших галузях. Їх структура, а відповідно і механічні властивості, визначаються параметрами та співвідношенням основних складових (деревинного компоненту і зв'язуючого) та режиму пресування. Саме цими факторами відрізняються технології виробництва плит ДСП, OSB, ДВП, MDF тощо. Розуміння закономірностей структуроутворення таких матеріалів дає основу для виготовлення матеріалів з прогнозованими властивостями.

Аналіз структури ПДКК свідчить про їхню істотну відмінність від моделі ізотропії однорідного тіла [1], покладеної в основу класичних теорій міцності.

Структурі ПДКК притаманна наявність локальних особливостей, що відрізняються фізичними і механічними властивостями. Характер взаємного розташування структурних елементів ПДКК формується в процесі пресування, коли відбувається стискання стружкового килима і твердіння зв'язуючого з виникненням клейових прошарків у місцях контактів деревинних часток.

Механізм виникнення напружень при навантаженні матеріалу, структура якого складається зі з'єднаних клейовими прошарками деревинних часток, може бути проаналізована на моделі, що зображена на рис.1. Деревна частка в ПДКК може розглядатися в якості одиничного елемента структури зі зв'язком, що займає деяку частину його поверхні.

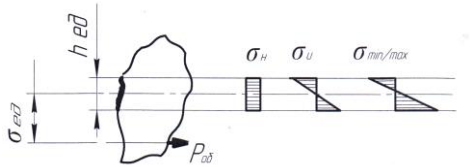


Рис. 1. Аналіз напруг в одиничному структурному елементі

Навантаження, що сприймаються одиничним структурним елементом, можна звести до узагальненої сили (**$P_{заг}$**). Якщо площу одиничного контакту представити у вигляді прямокутника з розмірами **$h_{од}$** і **$b_{од}$**, то нормальні (**$\sigma_н$**) і згинаючі (**$\sigma_{зг}$**) напруги, що виникають в результаті впливу сили **$P_{заг}$**, будуть:

$$\sigma_н = \frac{P_{заг}}{b_{од}h_{од}}; \qquad \sigma_{зг} = \frac{P_{заг}\sigma_{од}}{W_{од}} = \frac{6P_{заг}\sigma_{од}}{b_{од}h_{од}^2} \tag{1}$$

Нормальні й згинаючі напруги додаються й, таким чином, на площині одиничного зв'язку утворюються напруги:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{P_{заг}}{b_{од}h_{од}}\left(1 \pm \frac{6\sigma_{од}}{h_{од}}\right), \tag{2}$$

які створюють моментні напруги (крутні моменти) в одиничних структурних елементах. Градієнт поздовжніх напруг за товщиною матеріалу, який спостерігається при згинаючому навантаженні, підсилює ефект прояву моментних напруг, що сприяє їхньому виявленню.

Як бачимо, величина моментних напруг задається геометричними параметрами як одиничних структурних елементів ($\mathbf{h_{од}}$, $\mathbf{b_{од}}$), так і матеріалу ($\mathbf{h_м}$), які проектуються на вісь **Y**. Для ПДКК такими параметрами є товщина матеріалу й розміри деревних часток.

У найбільш загальному випадку об'ємний напружений стан ортотропного середовища, як відомо, визначається трьома нормальними σ_x, σ_y, σ_z і шістьма дотичними компонентами τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yx}, τ_{yz}, τ_{zy}, τ_{zx}.

При цьому дотичні напруження в ортогональних площинах згідно із законом парності рівні за величиною: $\tau_{xy} = \tau_{xz}$; $\tau_{yx} = \tau_{yz}$; $\tau_{zy} = \tau_{zx}$.

Тут індекси нормальних напруг позначають паралельну їм вісь, а подвійна індексація дотичних напружень визначає площину, у якій вони виникають, причому перший індекс збігається з віссю, перпендикулярною напрузі, а другий - з паралельною їй. Тензор напруженого стану для тривісного навантаження має вигляд:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \qquad (3)$$

В окремих випадках навантажений тензор спрощується за рахунок відсутності деяких компонентів напруг або розбіжності зон дії їх максимальних величин. Щодо цього необхідно докладніше зупинитися на оцінці вигину – деформації, що по суті визначає роботу виробів з деревних матеріалів.

У загальному випадку поперечного вигину тензор напруженого стану має вигляд:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ \tau_{yx} & 0 & \tau_{yz} \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{vmatrix} \qquad (4)$$

Максимальні нормальні напруги виникають у крайніх волокнах перетинів, а дотичні в них відсутні. Тому для цих небезпечних волокон тензор спрощується:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{vmatrix} \qquad (5)$$

При прямому поперечному вигині без врахування нормальних напружень тензор σ_z набуває вигляду:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ \tau_{yx} & 0 & \tau_{yz} \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \qquad (6)$$

При оцінці міцності матеріалу в зоні нейтральної осі, де $\boldsymbol{\sigma_x} = 0$ і діють тільки дотичні компоненти, тензор також спрощується:

$$T = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ \tau_{yx} & 0 & \tau_{yz} \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}, \qquad \tau_{yx} = \tau_{yz} \qquad (7)$$

Нарешті, при чистому вигині, коли дотичні напруження відсутні, а нормальні діють тільки уздовж волокон, тензор набуває найбільш простої форми:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \qquad (8)$$

Така форма напруженого стану найдоцільніша при проведенні експериментів.

Теоретичне обґрунтування методу випробування шаруватих матеріалів в умовах чистого згину та обладнання для проведення таких випробувань було розроблено у Ленінградській лісотехнічній академії під керівництвом проф. А.Б.Ізраеліта [2, 3, 4].

Фактична міцність виробів з деревини й деревних матеріалів визначається всіма діючими компонентами напруг. Наведені вище форми тензорів напруженого стану дозволяють у кожному конкретному випадку виявляти найважливіші напруги для наступного аналізу.

Відзначимо, що, оскільки міцність є характеристикою граничних можливостей матеріалу, на її величину впливають багато факторів, що "маскують" прояв впливу параметрів структури. Це наочно демонструється при аналізі процесу деформування на реологічній моделі.

Реологічна модель (рис. 2), запропонована І.Г.Деревянко [5] при дослідженні ПДКК, може бути застосована також при аналізі властивостей інших деревних матеріалів. Вона заснована на моделі типового тіла, але містить крім традиційних пружних елементів (моделюють пружну реакцію целюлозного кістяка деревних часток) і демпфера (моделює внесок сил внутрішнього тертя) елементи у вигляді гнучких нерозтяжних ниток. Ці елементи моделюють міцністні

реакції одиничних зв'язків, що руйнуються в міру збільшення навантаження. У межах пружних деформацій міцністні властивості одиничних зв'язків не проявляються. Це, а також те, що жорсткість (C=EJ) є інтегральною властивістю, оскільки містить у собі як характеристику пружних властивостей - модуль пружності (E), так і геометричні параметри матеріалу - момент інерції перетину (J), підтверджує доцільність вибору у якості вихідних параметрів при дослідженні впливу параметрів структури деревних матеріалів саме пружних характеристик.

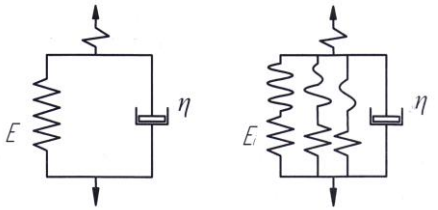


Рис. 2. Реологічна модель типового тіла та пресованої деревинно-клейової композиції

Таким чином, у якості показника неоднорідності (**φ**) може розглядатися відношення величини характеристики матеріалу, наведеної з урахуванням впливу структурно-механічних параметрів (X_n) до її величини уздовж осі вигину (X_x), і в загальному виді виглядає так:

$$\varphi = \frac{X_n}{X_x} \tag{9}$$

Такий показник, заснований на жорсткості, являє собою відношення наведеної жорсткості (C_n) до жорсткості матеріалу уздовж осі X (C_x):

$$\varphi = \frac{C_n}{C_x} \tag{10}$$

При теоретичному аналізі показника неоднорідності деревних матеріалів слід враховувати, що регулярний тип структури ПДКК обумовлює статистичний характер прояву її параметрів, що дає підставу для залучення при її дослідженні положень теорії моментних напружень [6, 7].

На підставі викладеного можна зробити наступні висновки.

1. Проведений аналіз структури ПДКК із застосуванням моделі напруженого стану одиничного елемента структури зі зв'язком,

що займає частину його поверхні, свідчить, що величина моментних напруг задається такими параметрами є товщина матеріалу й розміри деревних часток.

2. Проведений тензорний аналіз напруженого стану одиничного елемента дає підставу для дослідження впливу параметрів деревних матеріалів на їх механічні властивості із застосуванням положень моментних напружень.

2. Кількісна оцінка впливу структурно-механічних параметрів на механічні властивості ПДКК може бути виражена у вигляді відношення величини наведеної характеристики механічних властивостей в умовах чистого вигину до її величини уздовж осі вигину.

3. Експериментальні дослідження впливу параметрів неоднорідності на механічні властивості ПДКК слід проводити в зоні пружних деформацій.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Ашкенази Е.К. Прочность анизотропных древесных и синтетических материалов / Е.К.Ашкенази. – М.: Лесн. пром., 1966. 167 с.

2. Израелит А.Б. Фактические упругие характеристики и напряжения в слоистых материалах. / А.Б. Израелит //Изв. вузов: Лесной журна. - 1971. - №4. С.48-51.

3. Израелит А.Б. Влияние стесненности деформаций на упругие свойства композиционных пластиков. / А.Б. Израелит // Тез докл научно-техн конференции. Гомель. 1993. – С.55-62.

4. Заготовки гнутоклееные. Определение прочности при статическом изгибе: ГОСТ 19921-74

5. Деревянко И.Г. Исследование влияния основных технологических и эксплуатационных факторов на деформативность материалов, прессованных из измельченной древесины со связующим.- Дисс.к.т.н. – Иван Григорьевич Деревянко. – К., 1978. – 220с.

6. Аэро Э.Л., Кувшинский Е.В. Основные уравнения теории упругости сред с вращательными взаимодействиями частиц – Физика твердого тела, 1960, т.2. –вып.7

7. Деревянко Н.И. Моментные напряжения в упругих стержнях и оболочках. – Автореф. дисс. к.т.н. – Николай Иванович Деревянко. - Харьков., – 1967. – 175с.

УДК 674.093

ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ВИТРАТИ КРУГЛИХ ЛІСОМАТЕРІАЛІВ У ВИРОБНИЦТВІ ОБРІЗНИХ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ

DETERMINING NORMS ROUND WOOD CONSUMPTION FOR THE PRODUCTION OF LUMBER

асистент ***Марченко Н.В.*** *(Національний університет біоресурсів та природокористування України, м.Київ), асистент* ***Білецький М.О.*** *(Національний університет біоресурсів та природокористування України, м.Київ),*

Анотації

Досліджено величину витрати пиловочної сировини листяних і хвойних порід деревини у виробничому процесі виготовлення обрізних пиломатеріалів. Встановлені коефіцієнти мінливості та показники точності для експериментальних досліджень технологічних процесів пиляння даних порід деревини.

Ключові слова: норма витрат, пиловник листяних порід, пиловник хвойних порід, стрічковопилкові верстати, круглопилкові верстати.

Summary

Investigated the value of standard costs of raw materials saw logs hardwood and softwood timber in the production process of manufacturing edged lumber. We establish the coefficients of variability and measures of accuracy for the experimental research of technological processes data sawing wood.

Keywords: norm of the charge, saw log hardwood timber, saw log softwood timber, sawing portables sawmills, circular sawbench.

Фактична лісистість України складає 15,7 %, що у два рази менше таких Європейських країн, як Німеччина, Франція, Італія, Чехія та майже в три рази менше ніж в Латвії та Білорусі. Тому раціональне використання лісових ресурсів країни є першочерговим завданням лісопромислової галузі України. Одним із заходів у вирішенні даного завдання є створення комплексу нормативно-довідкових документів, які регламентують нормування витрат деревини на всіх етапах переробки.

Існуючі норми витрат пиловочної сировини на виробництво пиломатеріалів [1, 2] встановлені за умови пиляння колод на

лісопильних рамах, тобто устаткуванні, призначеному для групового способу розкрою деревини.

Сьогодні найбільша увага в технології лісопиляння приділяється схемам розкрою колод на основі індивідуального способу пиляння круглих лісоматеріалів [3,4]. Пиляння колод цим способом здійснюється на стрічковопилкових і круглопилкових верстатах [5]. До того ж, саме стрічковопилкові верстати горизонтального типу за рахунок малої ширини пропилу в країнах з невеликими сировинними запасами займають лідируючу позицію.

Круглопилкові верстати також широко застосовуються для виготовлення пиломатеріалів з пиловника середніх і малих діаметрів. Група круглопилкових верстатів є напевне найбільшою та найбільш значимою серед всього деревообробного обладнання і на те є ряд причин:

1. Якість обробки. Дискові пили дають значно кращу якість обробки порівняно з стрічковими пилами. За умови розпилювання колод на стрічковопилкових верстатах часто виникає така вада обробки, як хвилястість поверхні пиломатеріалів. За умови ж пиляння на круглопилкових верстатах подібна вада відсутня.

2. Продуктивність. Швидкість подачі сировини на круглопилкових верстатах може сягати 120 м/хв., чого не скажеш ні про стрічковопилкові верстати, ні про лісопильні рами. Однак варто відзначити, що в останній час почали з'являтись рамні верстати, швидкість подачі яких наближається до зазначеної вище, та все ж найпродуктивнішими залишаються круглопилкові верстати.

3. Ресурс інструменту. Дискові пили пили з твердосплавними напайками працюють на багато довше за звичайні. Прості дискові пили можуть переставлятись з верстатів першого ряду на верстати другого ряду, завдяки чому здійснюється максимальне використання інструменту, тобто пила спрацьовується, наприклад, з діаметра 900 мм до діаметра 350 мм.

За технологічним призначенням круглопилкові верстати поділяють на три групи: для поздовжнього розпилювання, для поперечного розпилювання та для форматного розкрою.

Перевагою такого виду устаткування є те, що круглі пили є більш стійкими в пропилі порівняно зі стрічковими, проте круглопилкове обладнання є більш енерговитратним. Ширина пропилу в багатопилкових круглопилкових верстатах в останніх моделях верстатів була зменшена за рахунок двовальної конструкції, в якій використовується дві пили розміщені одна навпроти одної. Пили мають вдвічі менший діаметр і, відповідно, вдвічі меншу товщину

полотна, хоча діаметр розпилюваних колод залишився той же. На сьогодні круглопилкові верстати здатні створювати поверхню пилопродукції з малою шорсткістю, що дозволяє уникнути операцій додаткової обробки в розмір.

Отже, якщо взяти до уваги високу продуктивність круглопилкового обладнання та високу якість оброблюваної поверхні, можна зробити висновок що висока вартість та значна споживана потужність дещо нівелюються вищезгаданими перевагами.

На сьогодні очевидна потреба у перегляді існуючої системи нормування в лісопилянні та розробці методичних рекомендацій з проведення дослідних розпилювань лісоматеріалів.

Метою дослідження $є$ визначення об'ємного виходу обрізних пиломатеріалів специфікаційних розмірів.

Результати. Об'єктивні дані величин норм витрат круглих лісоматеріалів у виробництві пиломатеріалів можливо отримати тільки за рахунок статистично обґрунтованих експериментальних розпилювань.

Дослідні розпилювання проводились на базі лісогосподарських підприємств України. При цьому використовували горизонтальні стрічковопилкові верстати з шириною стрічки 35 мм – 120 мм товщиною 1,0 мм із розширенням зубчастого вінця розведенням по 0,5 мм на сторону, тобто, ширина пропилу склала 2,0 мм. Загальна кількість колод по всіх досліджуваних породах і схемах розкрою становила 3700 штук. До експерименту були включені колоди діаметрами у верхівці 14 см - 46 см із градацією 2 см, довжиною 3 м для пиловника дуба та 4 м для пиловників сосни і вільхи. Постави для обрізних пиломатеріалів було складено за схемою розкрою з брусуванням.

Під час проведення дослідних розпилювань були використані оптимальні плани, що забезпечують мінімум відходів деревини. Тому в постави було включено великий розмірний ряд в основному не стандартизованих специфікаційних товщин пиломатеріалів: 15 мм, 21мм, 24 мм, 28 мм, 30 мм, 38 мм, 44 мм, 46 мм, 56 мм, 65 мм.

Результати експериментальних досліджень по визначенню нормативних коефіцієнтів витрат пиловника дуба, сосни і вільхи діаметрами 14 см - 24 см і 26 см - 46 см 1-го, 2-го, 3-го сортів на виробництво обрізних пиломатеріалів наведені на рис.1.

Експериментальні розпилювання також проводились і на круглопилкових верстатах. Розпилювались колоди 2-го, 3-го сорту та технологічної сировини деревини сосни діаметрами у верхівці 15 см – 24 см із градацією 1 см, довжиною 3 м. Згідно специфікації випилювались пиломатеріали товщиною 25 мм та 40 мм. Діаметр

дискових пил складав 350 мм, товщина – 2,4 мм, ширина пропилу становила 3,5 мм. При цьому, загальна кількість колод всіх сортів склала 60 шт.

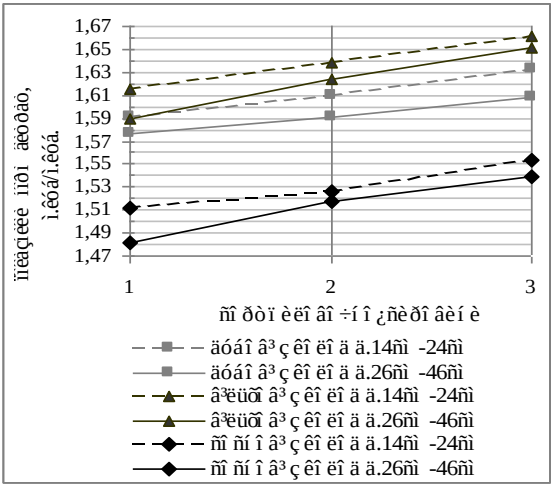


Рисунок 1. Коефіцієнти нормативної витрати пиловників на обрізні пиломатеріали за умови пиляння на стрічковопилкових верстатах

Перед розпилюванням кожної колоди визначався її сорт, вимірювався діаметр та довжина, після розпилювання вимірювалась товщина та ширина кожної дошки визначались її сорт та тип перерізу. Всі відомості заносились до індивідуальної картки даних колоди.

У роботі представлені результати дослідних розпилювань з визначення норм витрат пиловочної сировини з деревини дуба, сосни та вільхи 1-го, 2-го 3-го сортів та технологічної сировини відповідно до існуючих стандартів [6,7] у виробництві обрізних пиломатеріалів [8, 9]. Під час проведення експериментів також враховували припуски на всихання. До пиломатеріалів під час дослідних розпилювань відносили дошки довжиною від 0,5м.

Як видно (рис.1), для всіх діаметрів і сортів пиловника з дуба, сосни і вільхи для виробництва обрізних пиломатеріалів спостерігається лінійна залежність коефіцієнта нормативної витрати сировини від розмірно-якісної характеристики колод зі значимим за критерієм Стьюдента коефіцієнтом кореляції К = 0,79 - 0,98.

Виявлено тенденцію зменшення величини витрати сировини на виробництво обрізних пиломатеріалів зі збільшенням діаметра колод, причому в більшій мірі вона проявилась у сосни. З погіршенням

сортності пиловочної сировини норми витрат у виробництві пиломатеріалів з деревини всіх трьох порід збільшувались.

Результати експериментальних досліджень по визначенню величини витрат деревини сосни на виробництво обрізних пиломатеріалів за умови пиляння на круглопилкових верстатах наведено на рис.2.

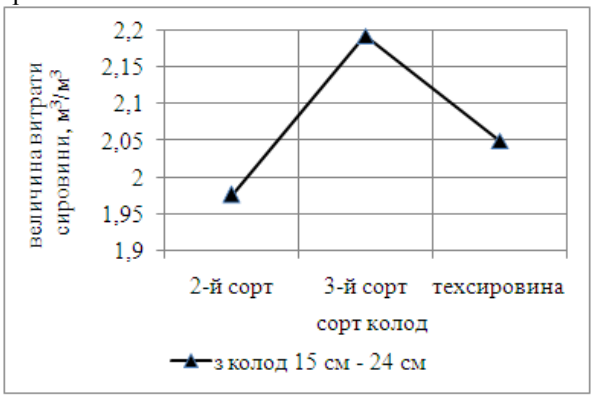


Рисунок 2. Значення величини витрати деревини сосни на обрізні пиломатеріали за умови пиляння на круглопилкових верстатах

Виявлено (рис. 2) нелінійну залежність величини витрати деревини від її сорту за умови пиляння на круглопилкових верстатах. Очевидно, що такий результат зумовлено впливом різних сортоутворюючих вад на витрату сировини у виробництві обрізних пиломатеріалів, що потребує подальших досліджень.

В табл.1 представлені результати розрахунку величини витрати деревини сосни, дуба й вільхи у виробництві обрізних пиломатеріалів за результатами дослідних розпилювань на стрічковопилкових та круглопилкових верстатах, а також статистична обробка даного експерименту.

Видно, що мінливість досліджуваної величини витрати деревини, яка характеризується коефіцієнтом варіації, лежить у межах від 6,2% до 13,2%, а показник точності перебуває в межах допустимих значень - від 1,8% до 3,5% і не перевищує прийнятого в лісовій промисловості показника точності, рівного 5%. Порівняння прогнозованого об'ємного виходу листяних і хвойних пиломатеріалів згідно наведених норм витрат з фактичними витратами показало, що помилка становить 2% - 5% і не перевищує допустимі межі ±5%.

Отже, застосування отриманих значень величин витрат деревини на виробництві у залежності від типу лісопильного устаткування дасть

Таблиця 1 – Значення величин витрат деревинної сировини за результатами дослідних розпилювань і дані статистичної обробки

№ з/п	Показники			З колод діаметром 14см-24см				З колод діаметром 26см-46см			
				1-й сорт	2-й сорт	3-й сорт	тех-сирови-на	1-й сорт	2-й сорт	3-й сорт	тех-сирови-на
1	за умови пиляння на стрічковопилкових верстатах	для дуба	норма витрати пиловника на пиломатеріали, $м^3/м^3$	1,591	1,610	1,632	-	1,576	1,591	1,608	-
1.1			коефіцієнт варіації, %	7,2	9,2	7,2	-	7,7	8,4	10	-
1.2			показник точності, %	2	2,7	2,1	-	2,3	2,5	3	-
1.3			середня похибка, $м^3/м^3$	0,033	0,043	0,035	-	0,037	0,04	0,049	-
1.4		для сосни	норма витрати пиловника на пиломатеріали, $м^3/м^3$	1,512	1,526	1,554	-	1,482	1,518	1,539	-
2			коефіцієнт варіації, %	6,5	8,2	8,0	-	6,5	6,3	6,2	-
2.1			показник точності, %	1,9	2,4	2,3	-	2,0	1,9	1,9	-
2.2			середня похибка, $м^3/м^3$	0,03	0,04	0,04	-	0,03	0,03	0,03	-
2.3		для вільхи	норма витрати пиловника на пиломатеріали, $м^3/м^3$	1,616	1,638	1,661	-	1,590	1,624	1,652	-
2.4			коефіцієнт варіації, %	9,2	11,6	7,4	-	7,9	9,7	11,8	-
3			показник точності, %	2,6	1,9	2,1	-	2,4	2,0	2,4	-
3.1			середня похибка, $м^3/м^3$	0,04	0,03	0,04	-	0,04	0,03	0,04	-
3.2	за умови пиляння деревини сосни на кругопилкових верстатах		норма витрати пиловника на пиломатеріали, $м^3/м^3$	-	1,976	2,193	2,05	-	-	-	-
3.3			коефіцієнт варіації, %	-	10,6	13,2	11,8	-	-	-	-
3.4			показник точності, %	-	2,8	3,5	2,9	-	-	-	-
			середня похибка, $м^3/м^3$	-	0,04	0,045	0,04	-	-	-	-

можливість ще до операції розкрою деревини прогнозувати об'ємний вихід пиломатеріалів та відходів лісопиляння, що позитивно впливатиме на процес ціноутворення на підприємстві.

Застосування результатів досліджень в теоретичних розрахунках об'ємного виходу пиломатеріалів дасть можливість отримати коефіцієнти кореляції, які враховують якісну характеристику деревини. Ці дані можуть стати основою розробки програмного забезпечення розрахунків величин витрат круглих лісоматеріалів на виготовлення специфікаційних пиломатеріалів різного виду розкрою для будь-якого напряму виробництва.

Список літератури:

1. Захарьин Г.И./ Руководящие технико-экономические материалы по нормированию расхода сырья и материалов в производстве пиломатериалов // Г.И.Захарьин - Архангельск: ЦНИИМОД, 1983. – 219 с.

2. Боярский В.С./ Объемы, площади и нормы выхода пиломатериалов. Справ очник // В.С.Боярский, В.А.Осипенко – Киев: Будівельник, 1985. – 280с.

3. Уласовец В.Г. Рациональный раскрой пиловочника / В.Г. Уласовец– Екатеринбург: Урал. гос. лесотехн. ун-т, 2003. – 278с.

4. Марченко Н. Обоснование величины зоны выпиловки радиальных пиломатериалов / Наталья Марченко, Елена Пинчевская // Annals of Warsaw University of Life Sciences Forestry and Wood Technology. – 2008. – № 64. – С. 47 - 51.

5. Пінчевська О.О./ Сучасне лісосушильне та лісопильне устаткування // О.О.Пінчевська, З.С.Сірко, В.С.Коваль, Н.В.Марченко – Харків: ПФ "ЦентрІнформ", 2005. – 176с.

6. Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия: ГОСТ 9462–88. – [Чинний від 1991-01-01]. М: Изд-во стандартов, 1991. – 24 с. – (Міждержавний стандарт країн СНД).

7. Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия: ГОСТ 9463-88 (СТ СЭВ 1144-78). – [Чинний від 1991-01-01]. М: Изд-во стандартов, 1991. – 24 с. – (Міждержавний стандарт країн СНД).

8. Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия: ГОСТ 2695−83. – [Чинний від 1984-01-01]. – М.: Изд-во стандартов, 1984. – 12с. – (Міждержавний стандарт країн СНД).

9. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. ГОСТ 8486−86 (СТ СЭВ 2369-80). – [Чинний від 1986-09-30]. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 12с. – (Міждержавний стандарт країн СНД).

УДК 644.042.1

КЛАССИФИКАЦИЯ УЗЛОВ СОЕДИНЕНИЯ ОПОРНОГО БЛОКА ОСНОВАНИЯ С ТРУБЧАТЫМИ СВАЯМИ

CLASSIFICATION OF KNOTS OF CONNECTION OF THE BASIC BLOCK OF THE BASIS WITH TUBULAR PILES

А.В.Митрофанов *(Национальная академия природоохранного и курортного строительства, аспирант).*

Аннотация: Статья посвящена вопросу эволюции узлов закрепления опорных блоков морских платформ. Рассмотрены конструктивные решения, включая металлические шпильки в уровне палубных конструкций, бетонированию пространств на всю высоту опорного блока и «юбочное» закрепление свай.
Ключевые слова: узел, опорный блок, сваи.

Annotation: The article focuses on the evolution of securing the support units of blocks offshore platforms. We consider constructive solutions, including metal studs in the level of the deck construction, concreting of the spaces on the entire height of the jacket and the "skirt" consolidate piles. Keywords: site, reference block piles.

Keywords: node, support block, piles.

Закрепление опорного блока к морскому дну состоит из двух операций: погружение свай в морское дно до проектной отметки и соединение свай с элементами блока. Погружение свай зависит от геологических условий в месте установки основания и определяется расчетом. Соединение свай с элементами опорного блока зависит от технической обеспеченности изготовителя и может иметь различное конструктивное исполнение. Причем, это исполнение определяет как конструктивную форму основания, так и влияет на его экономичность.

По способу исполнения соединительные узлы можно квалифицировать на: сварные, механические, с бетонным соединяющим элементом и пластическим деформированием металла сваи.

Соединения при помощи сварки выполняют в уровне палубы. Это наиболее простой тип соединительных узлов, не требующий специального оборудования и новых навыков при производстве работ. Наибольшее распространение получили сварные соединения двух типов: с передаточным звеном в виде пальца и с помощью соединительных вкладышей.

Первое узловое соединение представляет собой систему металлических пальцев, установленных перпендикулярно осям сваи и опорной стойки и соединенных с последней через приваренные накладки.

Расчет соединения выполняется на полную продольную нагрузку, передаваемую от стойки к свае, причем, прочность каждого соединительного элемента определяется отдельно: металла накладки прочностью на смятие, металла пальца прочностью на изгиб /16/ сварного соединения прочностью на срез.

Другим соединением на сварке является узел, выполненный с помощью соединительных вкладышей, устанавливаемых в межтрубном пространстве стойки и сваи. Для его выполнения верхний торец опорной стойки предварительно обрабатывают по фигурному шаблону, имеющему форму синусоиды. После забивки сваи в межтрубное пространство вставляют соединительные вкладыши, совмещая их оси с осями впадин синусоидального выреза. Далее выполняют обварку видимой границы соединения между вкладышем и сваей, вкладышем и опорной стойкой. Расчет соединения ведется на максимальные нагрузки, передаваемые на сваи, и включает определение площади прикрепляющих швов.

Главным недостатком сварных соединений является неэффективная схема закрепления опорного блока, вызывающая повышенный расход металла из-за необходимости вывода сваи на уровень палубы.

Сварные соединения и в настоящее время широко используются в отечественной практике для закрепления МССП. Первый тип при закреплении оснований небольшой глубины до 35 м./ 7/, а второй для предварительного закрепления глубоководного основания или при комбинированном его закреплении.

Механические соединения предназначены для установки в придонной части основания. По способу замыкания их можно подразделить на узлы с байонетным элементом, рычагами и подпружиненными защелками.

Бабаевым Н.Х., Кулиевым И.П. и др. предложен механический соединительный узел с байонетным элементом на уровне дна, который соединяет нижнюю часть бурозаливной сваи с её верхней частью, выходящий на уровень палубы. Узел использован при сезонном закреплении разведочных оснований «Азов-1», «Азов-У» для глубин до 12 м и показал хорошие результаты. Применение его на больших глубинах не практиковалось из-за низкой прочности и необходимости применения бурозаливных свай.

К механическим узлам с рычажными соединяющими элементами можно отнести разработанное Сотрудниками Киевского инженерно-строительного института Жербиным М.М., Ниловым А.А., Попроцким П.И. и др. устройство для крепления блока морской конструкции, примененное в проектных разработках института ВНИПИшельф /10/. Особенностью устройства является узел соединения опорной стойки со сваями при помощи шарнирно-ползунковых рычагов, расположенных ниже водной поверхности. Рассмотренное устройство уменьшает расход металла и снижает продолжительность работ в море.

К недостаткам следует отнести низкую несущую способность сваи по грунту и сложность выполнения работ на диафрагме.

В качестве примера соединения с металлической подпружиненной защелкой можно привести разработанное Берникером Я.С., Рыжаковым Н.Н., Ажермачевым Г.А. и др. устройство для фиксации опорного блока морского основания юбочными сваями / 9 /. Здесь свая оборудована фланцем и упорами, раскрывающимися под действием пружин в момент опускания фланца на торец направляющей.

Устройство по фиксации морского основания относительно просто в изготовлении и имеет небольшую массу. Недостатки: малая несущая способность, необходимость высокой точности забивки сваи, наличие зазора между фланцем сваи и направляющей.

За рубежом также ведутся большие исследования по разработке и созданию новых узловых соединений механического типа. Предлагаются разнообразные соединения с подпружиненными защелками / 13,14/ или клиновидными вставками./ 6,12 / . В большинстве, это технически сложные устройства, пока не применяемые на практике.

Несмотря на большое разнообразие предложенных вариантов механических узлов соединения, пока сколько-нибудь значительного

распространения в практике они не получили. Число оснований с чисто механическим соединением не превышает десятых долей процента от общего количества МССП. Главными сдерживающими факторами их практического использования являются: требуемая высокая точность забивки свай, сложность изготовления некоторых узлов и отсутствие длительных исследований по определению их прочности и работоспособности.

Долговечное, высокопрочное соединение между стойкой и сваей можно получить, используя пластическую деформацию металла сваи. В этом случае стойку выполняют толстостенной с поперечными пазами на внутренней поверхности. После погружения сваи, в её полости, на уровне расположения поперечных пазов стойки, повторяя её внутренний профиль. Последний способ использован /5 / при выполнении исследований прочности соединения “Hydra Lok”. Испытания выполнялись на трубах ¼ натуральных размеров при экспериментальном закреплении морского основания.

Соединение относительно тонкостенных труб выполняют совместным деформированием сваи и стойки с помощью гидравлических горизонтально расположенных пуансонов / 11 /.

Рассмотренный тип соединения позволяет создать высокопрочные соединительные узлы, обладающие малой металлоемкостью и повышенной эксплуатационной надежностью. Однако оборудование для их изготовления пока несовершенно и имеет высокую стоимость.

Наиболее широкое распространение при закрепление МССП получили узлы соединения, выполняемые с помощью бетонного соединительного элемента, расположенного в межтрубном пространстве.

Самым простым из данного типа соединения являются гладкоствольные узлы. Гладкоствольный узел включает опорную стойку или направляющую, через которую забивается трубчатая свая с последующим заполнением межтрубного пространства мелкозернистым бетоном. Для удержания жидкого бетона в межтрубном пространстве применяются различные пакерные устройства / 3,4/.

Пакерное устройство рассчитывается на нагрузку от веса жидкого бетона в межтрубном пространстве. После схватывания бетона нагрузка на пакерный узел падает, и в большинстве случаев он не включается в работу при передаче нагрузки на сваю или стоку.

Следовательно, в дальнейшем будем рассматривать работу всех узлов данного типа без учета влияния пакерного устройства на несущую способность узла.

Расчет гладкоствольных узлов производится на определение предельной величины сдвигающей силы между затвердевшим бетоном и внутренней поверхностью стойки, с одной стороны, и затвердевшим бетоном и внешней поверхностью сваи, с другой стороны. Поэтому на прочность соединения в значительной степени влияют как прочностные и деформативные характеристики мелкозернистого бетона, находящегося в межтрубном пространстве, так и качество поверхности металла, контактирующего с бетоном.

Мелкозернистый бетон расположен в морской воде, которая для него является агрессивной средой /2/. Ему также свойственен процесс усадки, вызывающий частичное или полное отслоение бетона от поверхности труб. Что касается металлических поверхностей, то на них имеются участки, покрытые окалиной и продуктами коррозии, снижающие сцепление между бетоном и металлом. Возможны случаи попадания бурового раствора, солярки и других нефтепродуктов на внешнюю поверхность сваи, создающие пленку из грязи или масла. Кроме того после установки опорного блока в море работы по забивке свай и соединению их с опорным блоком могут продолжаться в течение нескольких месяцев. За это время происходит обрастание металлических поверхностей морскими водорослями и микроорганизмами, в том числе, и на внутренней поверхности опорной стойки. После цементации межтрубного пространства водоросли погибают и уменьшаются в размерах. Это ведет к образованию зазора между металлом труб и бетоном и может способствовать отказу узла. Большое влияние на прочность соединения оказывает перемещение опорного блока под действием волн и течения, во время твердения бетона. В /17/ приведены данные обследования узлов соединения МССП после 12-ти летней эксплуатации. Имеются узлы со слабой адгезией металла к бетону, а на некоторых участках соединения бетон полностью отсутствует.

Учитывая вышеизложенное, видно, что наличие большого количества объективных факторов может существенно влиять на прочность соединительного узла. Поэтому длина гладкоствольных соединений принимается весьма приближенно, часто по аналогии с существующими решениями, многие из которых также назначались умозрительно.

Несмотря на недостатки, гладкоствольные соединения вследствие относительной простоты изготовления, улучшения конструктивной формы основания, некоторого снижения металлоемкости получили наибольшее распространение при закреплении оснований, как через опорные стойки, так и через направляющие.

В настоящее время во многих странах с развитой морской нефтедобычей ведутся поиски по совершенствованию таких соединений с целью повышения надежности работы и снижения его длины.

Одним из способов увеличения прочности является повышение шероховатости металлических поверхностей контактирующих с бетоном. Для этого применялись разные способы: поверхности подвергались искусственному корродированию с очисткой продуктов коррозии ; напылению песка по слою эпоксидной смолы /18/; созданию шероховатости с помощью электросварочной дуги . В последнем случае иногда применялась наплавка валика на поверхности сваи и стойки.

Другим решением улучшения данного типа соединения является узел, разработанный Ханиным Р.Е., Кисиным Б.Ф. и др. /15 /. Он включает опорные стойки, имеющие местное утолщение, образуемое двумя коническими и одной цилиндрической вставки, и сваю с заглушенным верхним торцом, погружаемую ниже верхней вставки.

В этом решении нагрузка от сваи на опорную стойку передается не только за счет сцепления между бетоном и поверхностью сваи, но и за счет сжатия бетона, расположенного между плитой оголовка сваи и верхним коническим утолщением опорной стойки.

Рассматриваемое решение ново. Оно позволяет за счет прочности бетона выше оголовка сваи выполнить передаточное звено с гарантированной несущей способностью на сжатие.

Недостатками являются: выполнение опорных стоек переменного сечения; необходимость изменять узел при работе его на растяжение; сложность применения таких узлов для юбочных свай.

Лехно А.М, Булавинцевым Ю.Е., Ажермачевым Г.А. разработан гладкоствольный узел соединения. Гладкоствольный узел усилен скобами, продольно расположенными в межтрубном пространстве. Авторы разработки считают, что при действии

сжимающих нагрузок на стойку будет возникать сжатие и в прикрепленных к ней скобах, а сопутствующий этому эффект распора сильнее прижмет бетон к поверхностям металлических труб / 1/. По рассмотренному решению отсутствуют какие-либо данные, подтверждающие эффективность влияния эффекта распора на увеличение несущей способности узла. Однако размещение металлических скоб в бетоне, несомненно, увеличивает несущую способность соединения, так как увеличивается площадь контакта бетона с элементами стойки и сваи.

К недостаткам соединения следует отнести: отсутствие данных по определению его несущей способности, сложность выполнения пакерного устройства и цементации насухо.

Классификационный анализ показывает:

1. Существует достаточно большое количество разнообразных узлов соединения элементов опорного блока со сваями.
2. Наибольшее распространение в практике получили узлы с бетонным соединяющим элементом.
3. Применяемые в настоящее время узлы этого типа не совершенны, требуют конструктивной доработки и исследований особенностей их работы.

В связи с изложенным, в дальнейшем рассматриваются узлы с бетонным соединяющим элементом, методы исследования их несущей способности, методика конструирования и расчета.

ЛИТЕРАТУРА:

1. А.с. 1126664 СССР, Е 02 В 17/00 опора для морских платформ // Лехно А.М., Булавинцев Ю.Е. и др. (СССР) // Открытия. Изобретения.- 1984.- №44.- С89.
2. Вербецкий Г.П. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М.; Стройиздат, 1976.-127 с.
3. Заявка 1497469 Великобритания Е02 В 17/00 Уплотнительный стык и устройство для управления потоком жидкости // Изобретения в СССР и за рубежом.-1978.- №6.-С.29.
4. Заявка 1497470 Великобритания Е 02 В 17/00 Способ заполнения подводных конструкций раствором и устройство для его осуществления. Изобретения в СССР и за рубежом.-1978.-№6. С.29.
5. Заявка 1563740 Великобритания Е 02 В 17/00 Крепления сооружений к подводным трубчатым металлическим сваям. //Изобретения в СССР и за рубежом.-1981.-№12.-С.15.
6. Заявка 1598920 Великобритания Е 02 В 17/00 Анкеровка конструкций //Изобретения в СССР и за рубежом.-1982.-№6.-С.23.
7. Кулиев И.П. Основные вопросы строительства нефтяных скважин в море.- Баку: Азернефтнешр. 1958.-371 с.
8. Кулик И.П. Основные вопросы строительных нефтяных скважин в море.-Баку: Азернефтнешр. 1958.-371 С.

9. Морская ледостойкая платформа, предназначенная для бурения эксплуатационных скважин в условиях Северо-Керченского месторождения.-Симферополь. «Спецморнефтегазпроект».-1984.- №0001681.
Новые конструктивно-технологические решения стальных морских платформ для бурения и добычи нефти и газа в условиях Черного и Азовского морей, обеспечивающие снижение металлоемкости и общей массы сооружения. - Киевский инженерно-строительный институт.1984.-№81043304.
10. Патент 3555831 США Е 02 В 17/00. Конструкция составной платформы и метод её установки // Изобретения в СССР и за рубежом.- 1976.
11. Патент 4102143 США Е02 В 17/00. Приспособление заанкеривания сооружения // Изобретения в СССР и за рубежом.-1979.-№4.-С.41.
12. Патент 4322182 США Е 02 В 17/00. Способ и средства подводного заглубления свай // Изобретения в СССР и за рубежом.-1982.
13. Патент 4405263 США А 02 В17/00. Подводные устройства с дистанционно управляемыми замками // Изобретения в СССР и за рубежом.-1983.
14. Узлы сопряжения стальных свай-оболочек с конструкцией блока при устройстве стационарных платформ на континентальном шельфе /М.Н.Пинк, Колесов А.А., Ханин Р.Е., Кисин Б.Ф. – М.: ГПИ «Фундаментпроект».-15626. 48 с.
15. Ширинов В.А. Исследование прочности узлов морских нефтегазопромысловых гидротехнических сооружений. Дис.канд.техн.наук М.; МИСИ им. В.В.Куйбышева.- 1983.- 278 с.
16. Autopay of early North Sea platform provides surprises//Ocean Industry.- 1979.- №8. –P.56…58.
17. Billington C.J., Tebbttt I.E. The basis for new design formulae for grouted jacket to pile connections / The 12 annual Offshore Technology Conference in Houston.-1980.- p.449…458.-OTC.-3788.

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТРИВАЛОСТІ ПРОЦЕСУ ПРИ СУШІННІ СОСНОВИХ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ БЕЗСТУПЕНЕВИМИ РЕЖИМАМИ

DURATION CALCULATION FEATURES OF THE PROCESS WHEN PINE CARVING WOOD DRYING BY STEPLESS SCHEDULE

к. фіз. мат. н. доц. ***Олійник Р.В.*** *, аспірант* ***Спірочкін А.К.*** *(Національний університет біоресурсів і природокористування України)*

Oliynik R.V *,* ***Spirochkin A.K****. (National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

Анотація

Проведено уточнюючий розрахунок тривалості сушіння пилопродукції в сучасних камерах з теплоносієм – гарячою водою. Проаналізовано залежність тривалості процесу сушіння від рівномірності швидкості циркуляції повітря по штабелю.

Summary

The revised calculation of the sawn timber drying length in modern “water” chambers was conducted. It was analyzed the dependence of drying process duration from evenness of air circulation speed in a stack.

Сушіння пиломатеріалів для деревообробної галузі є одним з основних процесів. З одного боку воно в значній мірі визначає якість продукції з деревини, з іншого - витрати на сушіння можуть складати до 30% вартості сухих пиломатеріалів. Видалення вологи з деревини в процесі сушіння являє собою досить складний фізико-хімічний процес, що супроводжується тепло- та масообміном, зміною розмірів та форми сортиментів деревини, а також всього комплексу параметрів, що визначають їх якість, як конструкційних матеріалів.

Визначаючою ланкою при цьому є технологія сушіння, розвиток якої останнім часом іде по декількох напрямках, одним з яких є удосконалення обладнання для сушіння. Найбільш розповсюдженими типами камер, які використовувались в деревообробній галузі, були стаціонарні конвективні камери з паровими калориферами. У зв’язку зі зміною специфіки роботи деревообробних підприємств (більша кількість підприємств але менша потужність), та зміною вимог до якості висушуваної продукції, відбувся перехід на збірно-металеві камери з теплоносієм – гарячою водою. Як наслідок, відбулись деякі зміни в кінетиці сушіння

деревини. Початкове прогрівання під дією високих температур для прискорення процесу сушіння, запроваджене в «парових» камерах, неможливо реалізувати в камерах з теплоносієм – гарячою водою. Це призводить до зміни деяких технологічних розрахунків, які використовуються під час проектування сушильних камер. Одним з них є розрахунок продуктивності сушильної камери.

Продуктивність сушильних камер безпосередньо залежить від тривалості процесу сушіння. Найпоширеніший метод розрахунку тривалості сушіння, який і досі пропонують для використання виробники сучасного лісосушильного обладнання – табличний. Цей метод був розроблений в Московському лісотехнічному інституті П.С. Серговським [1] та був рекомендований для розрахунку продуктивності камер, складання календарних планів сушильних цехів, планування їх роботи тощо.

Під час випробування табличного методу в сучасних сушильних камерах з теплоносієм – гарячою водою, були отримані незадовільні результати [2], що свідчить про необхідність його вдосконалення.

Метою досліджень є проведення уточнюючих розрахунків тривалості сушіння пилопродукції в сучасних "водяних" камерах.

Методика досліджень. Дослідження проводились в промислових умовах. Висушували пиломатеріали трьох товщин, виготовлених з сосни, які найчастіше використовуються в деревообробній промисловості.

За основу для проведення розрахунків було взято рівняння (1) для розрахунку поточної вологості пилопродукції [2]:

$$W(t) = (W_0 - W_p)\left[D_1 e^{-K_1 t} - D_2 e^{-K_2 t}\right] + W_p \qquad (1)$$

де, W_0 - початкова вологість деревини, %

W_p - рівноважна вологість, %

t - тривалість процесу сушки, год.

K_1 і K_2 – термодинамічні коефіцієнти деревини, причому

$$K_1 = \frac{a'}{R^2}, \qquad (2)$$

де R - 1/3 товщини матеріалу, см

a' - коефіцієнт вологопровідності

D_1, D_2 - коефіцієнти, що враховують товщину пиломатеріалу.

Розв'язавши дане рівняння по відношенню до t, отримаємо тривалість сушіння пилопродукції для будь-якої початкової та кінцевої вологості.

Отримане рівняння є трансцендентним. Для пошуку розв'язків трансцендентних рівнянь використовують графічні або чисельні методи.

Чисельні методи є різноманітними і включають в себе пошук розв'язку, використовуючи певні розрахунки з допомогою математичних програм. Також широко використовуються наближені методи розрахунків з використанням розкладання функцій в ряд Тейлора, за умови того, що змінна приймає малі значення та метод Ньютона.

Для розрахунку тривалості сушіння в дослідженнях було використано обчислювальне середовище Mathcad. Пакет прикладних програм Mathcad дозволяє застосовувати при проведенні розрахунків математичні формули в їхньому звичайному виді і вирішувати практично будь-яку математичну задачу або в символьному, або в чисельному вигляді [3].

Результати досліджень. Сушіння проводилось в сучасних камерах італійського виробництва: Copcal 1, Copcal 3, Termolegno, Nardi. Для соснових пиломатеріалів товщиною 30; 40; 50 мм, які в подальшому призначалися для виготовлення столярних та меблевих виробів. Для кожного сушіння, згідно наведеної вище методики, за допомогою обчислювального середовища Mathcad було розраховано тривалість процесу.

На підприємствах, де виконувались дослідження, при сушінні використовуються безступеневі режими. Виходячи з цього, для отримання необхідних для проведення розрахунків показників, процес сушіння було умовно поділено на етапи, кількість яких дорівнювала кількості діб. Відповідно, для кожного етапу розраховувалась тривалість та за їх сумою визначалась загальна тривалість процесу сушіння.

Після підстановки відомих значень коефіцієнтів D_1 та D_2 [2], відношення K_2/K_1[4], рівняння (2) набуде вигляду, відповідно для товщини 30; 40 та 50 мм :

$$W(t)_{30} = (W_0 - W_p)\left[2.8e^{-K_1 t} - 1.8e^{-1.30K_1 t}\right] + W_p \quad (3)$$

$$W(t)_{40} = (W_0 - W_p)\left[2.1e^{-K_1 t} - 1.1e^{-1.43K_1 t}\right] + W_p \quad (4)$$

$$W(t)_{50} = (W_0 - W_p)\left[1.6e^{-K_1 t} - 0.6e^{-1.53K_1 t}\right] + W_p \quad (5)$$

Після розв'язку даних рівнянь по відношенню до t, отримуємо розрахункове значення тривалості процесу сушіння. Результати розрахунків та експериментальних досліджень наведено на графіках(Рис.1- Рис.3).

Відмінність розрахункових значень тривалості процесу сушіння від експериментальних можна пояснити відсутністю в розрахунковій формулі коефіцієнту, що враховував би розподілення аеродинамічного поля по об'єму камери. Коефіцієнт варіації швидкості циркуляції повітря змінювався від 32% до 72%[2], в залежності від конструкції камери. Проаналізувавши отримані розрахунки було знайдено залежність тривалості процесу сушіння від рівномірності швидкості циркуляції повітря по штабелю.

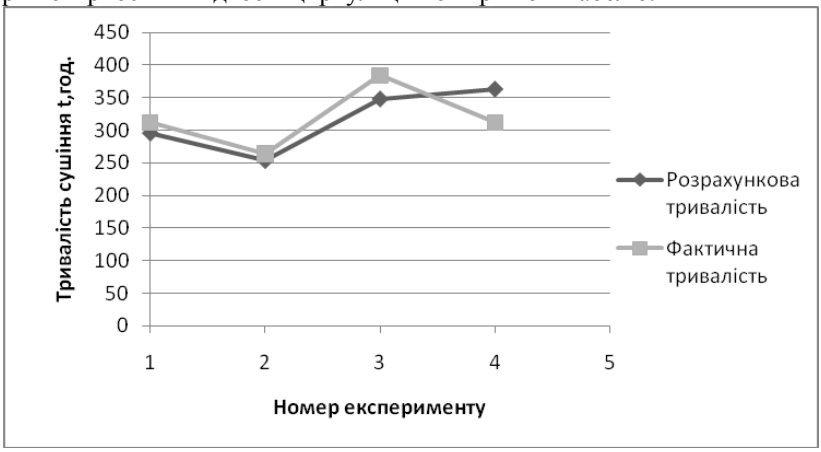


Рис.1. Тривалість сушіння соснових пиломатеріалів товщиною 30 мм

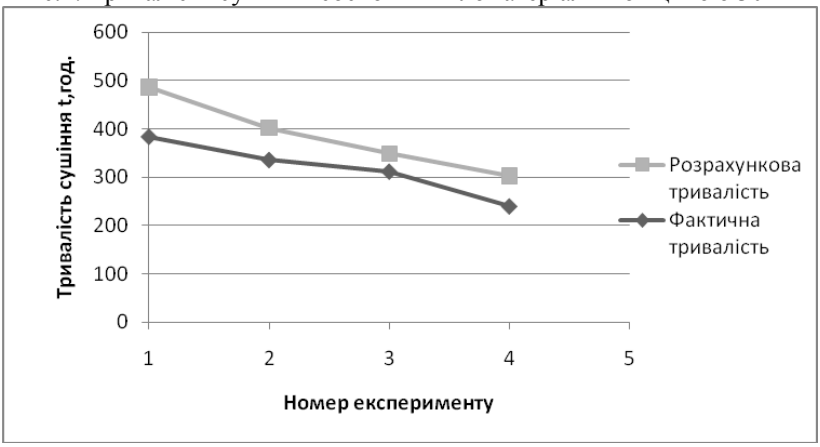


Рис.2. Тривалість сушіння соснових пиломатеріалів товщиною 40 мм

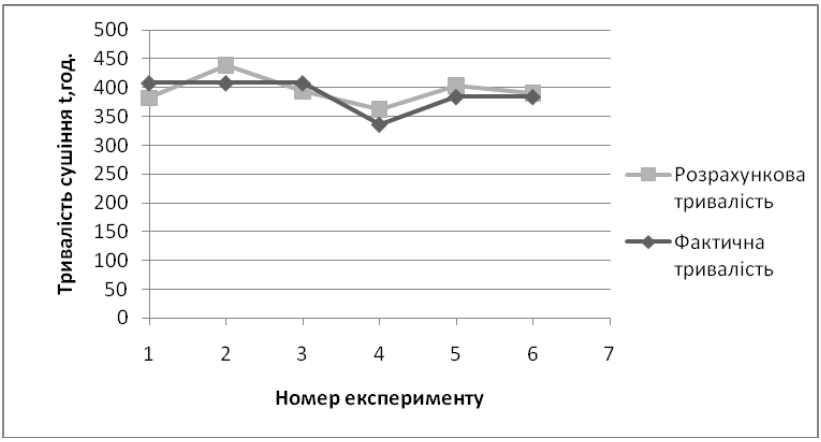


Рис.3. Тривалість сушіння соснових пиломатеріалів товщиною 50 мм

Отримані дані будуть враховані під час розробки табличного методу розрахунку тривалості процесу сушіння для «водяних» камер, шляхом введення додаткового коефіцієнту, який враховує нерівномірність розподілення теплового поля по матеріалу. Отже, для камер з нерівномірним тепловим полем V_{υ}=70% та більше, тривалість сушіння буде збільшуватись на 25-30%, а для камер з рівномірним тепловим полем V_{υ}=25-30% - зменшуватись на 5-10%, для отримання пило продукції, висушеної за другою категорією якості.

Список літератури

1. Серговский П.С. Гидротермическая обработка и консервирование древесины / П.С. Серговский // Учебник для вузов: 3-е перераб изд. – М.: Лесная промышленность, 1975. – 400 с.

2. Пінчевська О.О. Прогнозування якості сушіння пиломатеріалів / О.О. Пінчевська – К.: ТОВ «Аграр Медіа Груп», 2010. – 228с.

3. Васильєва Л.В. Чисельні методи розв'язання інженерних задач у пакеті Mathcad. Курс лекцій та індивідуальні завдання/ Л.В. Васильєва, О.А. Гончаров, В.А. Коновалов, Н.А. Соловйова//Навч. посібник з дисципліни «Інформатика» для студентів вищих навчальних закладів. – Краматорськ: ДДМА, 2006. – 108с.

4. Спірочкін А.К. Щодо уточнення розрахунку поточної вологості пилопродукції з деревини сосни/ А.К. Спірочкін// Науковий вісник НУБіП України. Серія «Лісівництво та декоративне садівництво». – 2011. – Вип.. 164, Ч. 3. – с. 267 – 270.

УДК 624.01

РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ РЕЗЕРВУАРА РВСП-2000 ЗАО «БРЯНСК-ТЕРМИНАЛ» Г. БРЯНСК, УЛ. РЕЧНАЯ, Д. 63

THE RESERVOIR'S "РВСП-2000" CALCULATION OF STRENGHT AND STABILITY ZAO "BRYASK-TERMINAL" 63, RECHNAYA ST.,BRYANSK

к.т.н. ,проф. ***Парфенов С.Г.*** *(Брянская государственная инженерно - технологическая академия*
Dr. Professor ***Parfenov S.G.*** *(the Bryansk State Academy of engineering and technology)*
инженер, ст.преподаватель ***Пикин Д.Ю.*** *(Брянская государственная инженерно - технологическая академия)*
Engineer, lecturer ***Pikin D.Y.*** *(the Bryansk State Academy of engineering and technology)*
студент ***Мишаков А.В.*** *Брянская государственная инженерно - технологическая академия)*
Student ***Mishakov A.V.*** *(the Bryansk State Academy of engineering and technology)*

Аннотация

В статье произведена проверка конструкции резервуара, на прочность и устойчивость МКЭ с учетом трех комбинаций нагружения.

В расчете были учтены свойства материалов, из которых состоит конструкция резервуара, геометрическая пространственная конфигурация, а также параметры нагрузок и воздействий, действующих на конструкцию резервуара (ветровая, снеговая симметричная и несимметричная нагрузка, вакуумметрическое давление газов, избыточное давление, собственный вес конструкции и пр.).

1 Исходные данные резервуара

На рисунке 1 приведена объектная модель исследуемой конструкции резервуара.

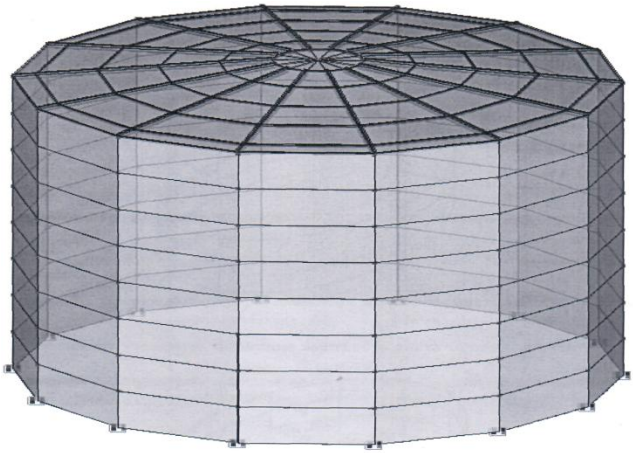


Рисунок 1. Модель исследуемой конструкции резервуара

1.1 Назначение жесткостей элементам резервуара

Жесткости элементов крыши резервуара остаются прежними и показаны в первой части расчетов. Жесткости стенок резервуара приведены ниже на рисунках 2-3.

На рисунке 2 показаны элементы, имеющие жесткость листа толщиной 7 мм.

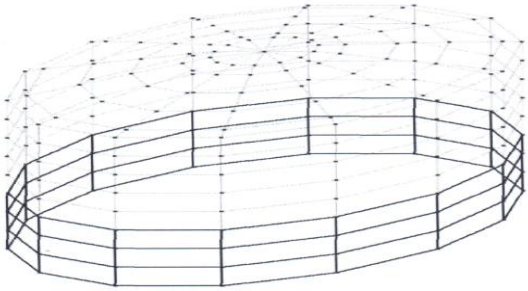


Рисунок 2. Стенка резервуара, имеющая жесткость листа толщиной 7 мм.

На рисунке 3 показаны элементы, имеющие жесткость листа толщиной 6 мм.

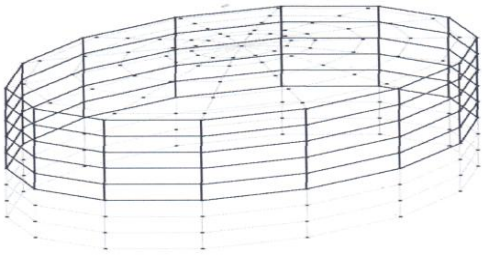


Рисунок 3. Стенка резервуара, имеющая жесткость листа толщиной 6 мм.

2 Описание режимов нагрузок и воздействий

В таблице 1 приведены климатические параметры местности постройки резервуаров РВСП-2000.

Таблица 1- Параметры типа местности.

Снеговой район	III
Ветровой район	I
Средняя скорость ветра зимой	4 м/сек
Среднемесячная температура января	-10 °С
Среднемесячная температура июля	20 °С
Отклонение среднесуточных температур от среднемесячных	15 °С

В таблице 2 приведены нагрузки, действующие на конструкцию

Таблица 2 - Нагрузки и воздействия

Нагрузки и воздействия			γ
вид	шифр	характеристика	
Постоянные	F_1	собственный вес конструкции	1.05
	F_{12}	вес оборудования на крыше	1.05
Длительные	F_2	снеговая нагрузка - симметричная	1.4
	Fз	снеговая нагрузка - не симметричная	-
Кратковременные	F_4	вакуум	1.2
	F_5	ветровая нагрузка на кровлю	1.2
	F_6	избыточное давление	1.2

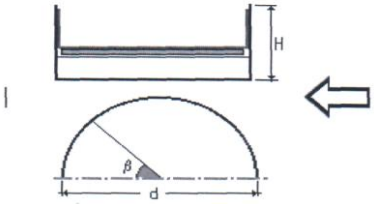
	F_7	полезная нагрузка	1.2
	P_1	избыточное давление на стенку резервуара	1.2
	P_2	ветровая нагрузка на стенку резервуара	1.2
Обозначения γ - коэффициент надежности по нагрузке [СНиП 2.01 .07-85*]			

2.1 Ветровая нагрузка на стенки резервуара

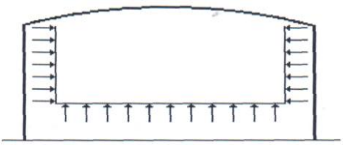
Расчет выполнен по нормам проектирования "СНиП 2.01.07-85* с изменением №2". В таблице.3 приведены исходные данные для данного типа местности.

Таблица 3 - Исходные данные

Исходные данные	
Ветровой район	I
Нормативное значение ветрового давления	0,023 Т/м^2
Тип местности	В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Цилиндрические резервуары



Параметры		
Поверхность	Внутреннее давление	
Коэффициент надежности по нагрузке $y_?$	1,4	
H	12	м
d	15,18	м
f	0,95	м



Нормативная нагрузка :-0,013 Т/м^2
Расчетная нагрузка :-0,018 Т/м^2

2.2 Избыточное давление газов на стенку резервуара

Избыточное давление, действующее на стенку резервуара в соответствии с ПБ 03-605-03 равно 200 Па или 20 кг/м^2 с коэффициентом запаса 1.2. Расчетное значение избыточного давления равно 0,024т/м^2.

На рисунке 4 представлена схема действия избыточного давления газов на стенку резервуара.

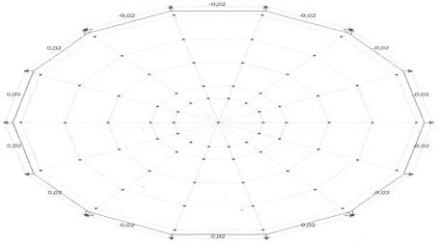


Рисунок 4. Схема действия избыточного давления газов

2.8 Описание комбинации загружений

В расчетной схеме было учтены следующие нагружения:

$$F_1+F_{12}+F_2+F_4+F_7+P_1+P_2 \qquad (1)$$

где,

F_1- собственный вес конструкции;
F_{12}- вес дополнительного оборудования на крыше резервуара;
F_2- снеговая нагрузка симметричная;
F_4 - вакуумметрическое давление газов;
F_7- полезная нагрузка от веса людей;
P_1-избыточное давление на стенку резервуара;
P_2-ветровая нагрузка на стенку резервуара;

$$F_1+F_{12}+F_3+F_4+F_7+P_1+P_2 \qquad (2)$$

где,

F_1- собственный вес конструкции;

F_{12}- вес дополнительного оборудования на крыше резервуара;
F_3- снеговая нагрузка несимметричная;
F_4 - вакуумметрическое давление газов;
F_7- полезная нагрузка;
P_1- на стенку резервуара;
P_2-ветровая нагрузка на стенку резервуара;

$$F_1+F_{12}+F_5+F6_5+F_7+P_1+P_2 \qquad (3)$$

где,

F_1- собственный вес конструкции;
F_{12}- вес дополнительного оборудования на крыше резервуара;
F_5- ветровая нагрузка на кровлю;
F_6- избыточное давление газов;
F_7- полезная нагрузка;
P_1-избыточное давление на стенку резервуара;
P_2-ветровая нагрузка на стенку резервуара.

3 Результаты прочностных расчетов

Ниже представлены результаты анализа напряженно-деформированного состояния резервуара.

Коэффициент по устойчивости резервуара для 1 комбинации нагружения равен: 1,52 Коэффициент по устойчивости резервуара для 2 комбинации нагружения равен: 1,42 Коэффициент по устойчивости резервуара для 3 комбинации нагружения равен: 2,75

3.1 Основные перемещения элементов конструкции резервуара

На рисунке 5 показаны суммарные перемещения узлов всей конструкции резервуара с учетом комбинации нагружения (1).

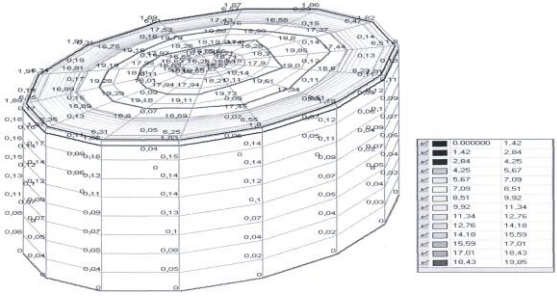


Рисунок 5. Суммарные перемещения с учетом комбинации нагружения 1 (мм)

На рисунке 6 показаны суммарные перемещения узлов всей конструкции резервуара с учетом комбинации нагружения (2).

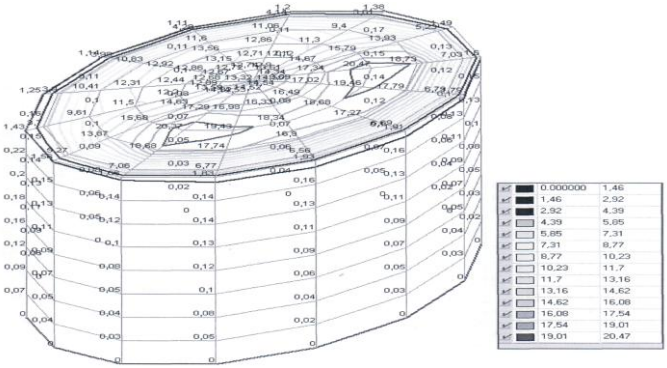


Рисунок 6. Суммарные перемещения с учетом комбинации нагружения 2 (мм)

На рисунке 7 показаны суммарные перемещения узлов всей конструкции резервуара с учетом комбинации нагружения (3).

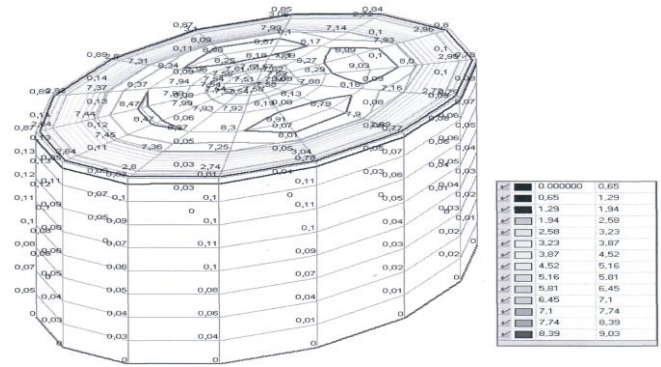


Рисунок 7. Суммарные перемещения с учетом комбинации нагружения 3 (мм)

3.2 Анализ напряженно-деформированного состояния резервуара

На рисунке 8 представлены результаты анализа напряженного состояния резервуара, единица измерения Т/м , с учетом комбинации нагружения 1.

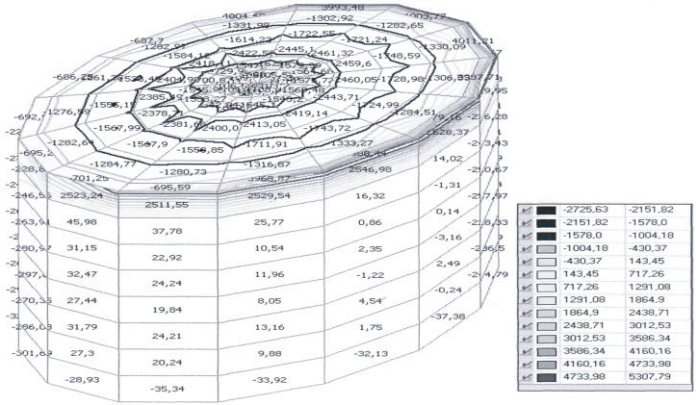


Рисунок 8. Результат анализа напряженного состояния резервуара, с учетом комбинации нагружения 1.

На рисунке 9 представлены результаты анализа напряженного состояния резервуара, единица измерения Т/м^2, с учетом комбинации нагружения 2.

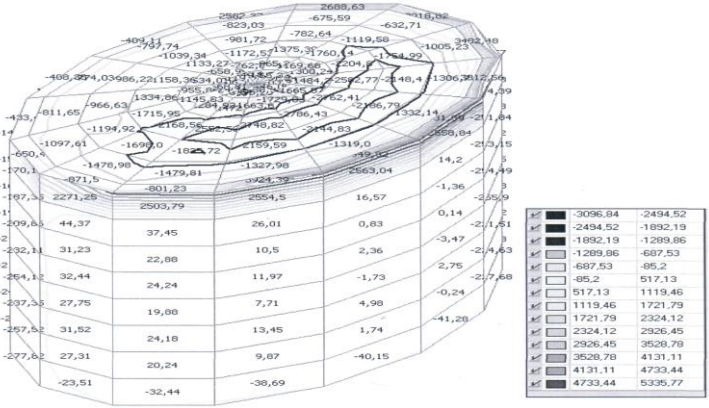


Рисунок 9. Результат анализа напряженного состояния резервуара, с учетом комбинации нагружения 2.

На рисунке 10 представлены результаты анализа напряженного состояния резервуара, единица измерения Т/м^2, с учетом комбинации нагружения 3.

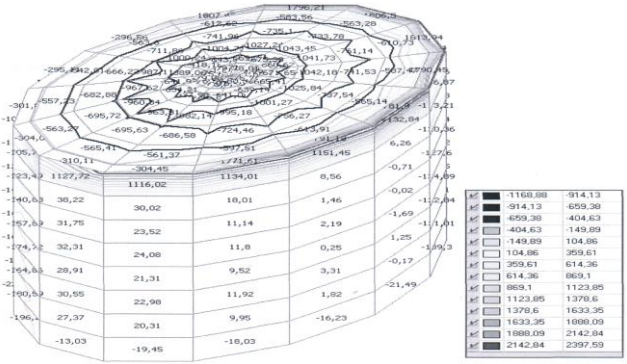


Рисунок 10. Результат анализа напряженного состояния резервуара, с учетом комбинации нагружения 3.

Выводы

1 Проведен статический прочностной анализ напряженно-деформированного состояния резервуара.

2) Определены максимальные нагрузки, действующие на стенку резервуара от крыши.

3) Определены толщины поясов стенки (1-3 пояс толщина 7 мм, 4-8 пояс толщина 6 мм).

4) Определено максимальное напряжение в элементах листовой обшивки составило 5336 т/м , что не превышает расчетное сопротивление с учетом коэффициента условия работы 29363,55 т/м^2.

5) Коэффициент запаса устойчивости при комбинации загружений (1) равен 1,52.

6) Коэффициент запаса устойчивости при комбинации загружений (2) равен 1,42.

7) Коэффициент запаса устойчивости при комбинации загружений (3) равен 2,75.

Список литературы

1. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. Издательство "Мир", Москва, 1975г.

2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.

3. Ю.И. Кудишин. Металлические конструкции.

4.В.Н. Гордеев, А.И Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения.

УДК 624.072

РАСЧЕТ СТОЕК ДЛЯ ОПАЛУБКИ ПО ДЕФОРМИРОВАННОЙ СХЕМЕ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ ИХ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ В ПРОЦЕССЕ НАГРУЖЕНИЯ

DESIGN OF SHEETING RACKS ACCORDING TO THEIR DEFORMED SCHEME WITH CONSIDERING OF CHANGES IN DESIGN MODELS DURING LOADING

к.т.н. проф. ***Перетятько Ю.Г.****, ас.* ***Агеенко С.Б.****, к.т.н. доц.* ***Чередник Д.Л.*** *(Харьковский национальный университет строительства и архитектуры)*

Peretyatko Y.G., Ageenko S.B. Cherednik D.L. (Kharkov National University of Building and Architecture)

АННОТАЦИЯ

Описана методика расчета стоек, предназначенных для поддержания несущих элементов опалубки при выполнении перекрытий зданий и сооружений из монолитного железобетона, а также других конструкций на период их монтажа, передающих на стойки монтажные вертикальные нагрузки от собственного веса.

Ключевые слова: стойка для опалубки, расчет по деформированной схеме.

ABSTRACT

Methods for design of sheeting racks for load bearing elements of curbs described. Sheeting racks are used for cast in situ reinforced concrete overhead covers and other constructions of buildings and structures which transmit loads from their self weight.

Key words: Sheeting rack, design by deformed scheme

Состояние проблемы. Стойки предназначены для поддержания несущих элементов опалубки при выполнении перекрытий зданий и сооружений из монолитного железобетона, а также других конструкций на период их монтажа, передающих на стойки монтажные вертикаль-

ные нагрузки от собственного веса. Для регулировки высоты стойки ее конструкция выполнена из нижней и верхней труб, соединенных между собой в средней части стойки фиксатором (стержень из круглой стали). В верхних трубах стоек для установки фиксаторов диаметрально противоположно на определенных расстояниях просверлены отверстия (рис.1в, сечение 2-2), которые разбивают верхнюю трубу стойки на участки с различной жесткостью на растяжение-сжатие и изгиб. В узле соединения верхней трубы стойки с нижней имеет место его начальная конструктивная податливость - начальный излом оси стойки, образованный взаимным поворотом на уровне оси фиксатора центральных осей верхней и нижней труб стойки, характеризуемый углом α и отклонением Δ оси верхней трубы от оси нижней трубы (рис. 1). Данные изломы являются следствием разности диаметров верхних и нижних труб стоек, а также особенностями их конструкции (рис. 2). При этом в данном узле образовывается начальный эксцентриситет e_0 передачи сжимающей силы с верхнего участка стойки на нижний (рис. 2), учитываемый в расчетной схеме начальным моментом M_0 (рис. 1). Таким образом, в соответствии с расчетными схемами стойки (рис. 1) последняя при действии на нее вертикальной нагрузки испытывает сжатие с изгибом и, вследствие своей повышенной гибкости, должна рассчитываться по деформированной схеме с учетом начальной ее податливости.

Методика расчета. Стойки представляют собой пространственные стержни и в силу конструктивных особенностей имеют во взаимных плоскостях XY и XZ различные значения параметров начальной податливости Δ и α, а также различные значения эксцентриситетов в т. А (рис. 1). В связи с этим расчеты их напряженно-деформированного состояния (НДС) и устойчивости должны выполняться в 2-х плоскостях - XY и XZ.

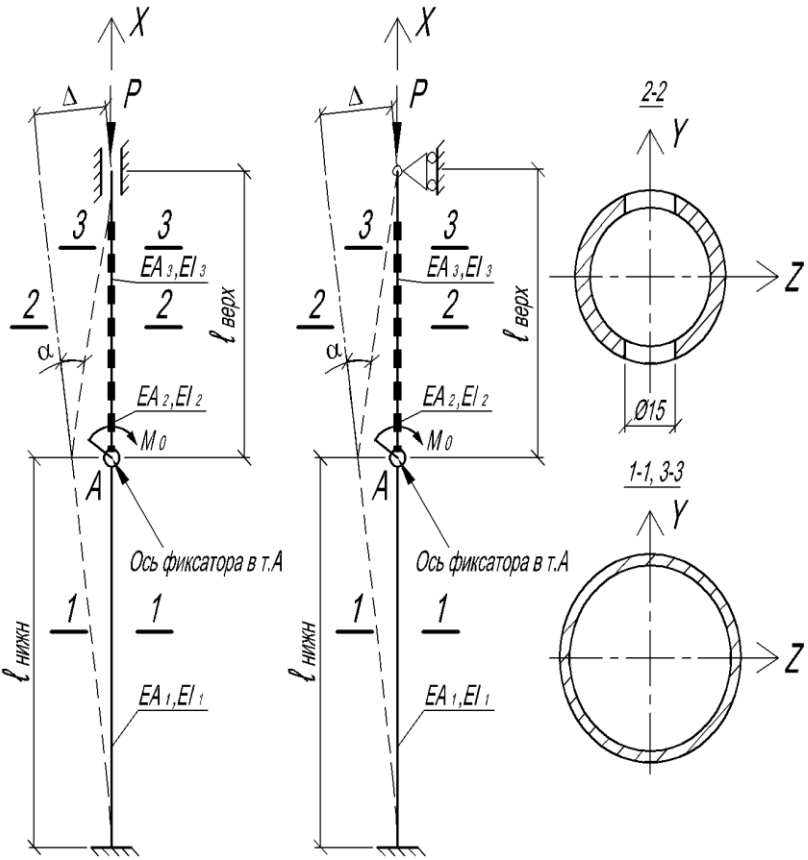


Рис. 1. Расчетные схемы стойки в начальном состоянии при ее изгибе в плоскости XZ: а – с жестко защемленными краями; б – с нижним защемленным и верхним шарнирно закрепленным краями; в – поперечные сечения участков стойки по ее высоте

Начальная податливость в узле А сочленения верхней трубы с нижней обусловливает поведение стойки под нагрузкой по одному из следующих 2-х случаев, подтверждающихся экспериментальными исследованиями: В 1-ом случае стойка (рис. 1) до нагружения имеет прямолинейную ось и может свободно поворачиваться относительно фиксатора в т.А (начальный шарнир в т. А).

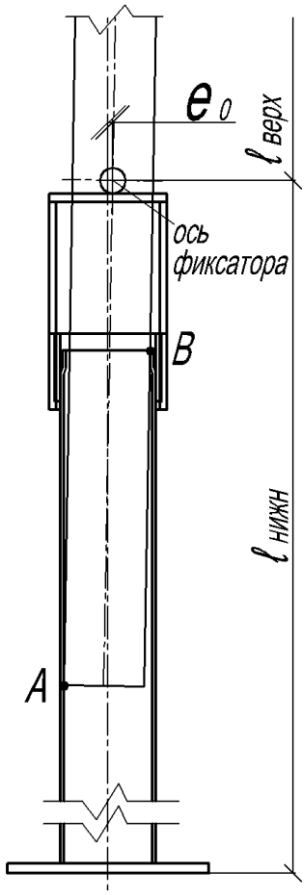


Рис. 2. Начальный излом оси стойки в плоскости XZ. В т. А и В имеют место контакты верхней трубы с нижней при предельном взаимном изломе.

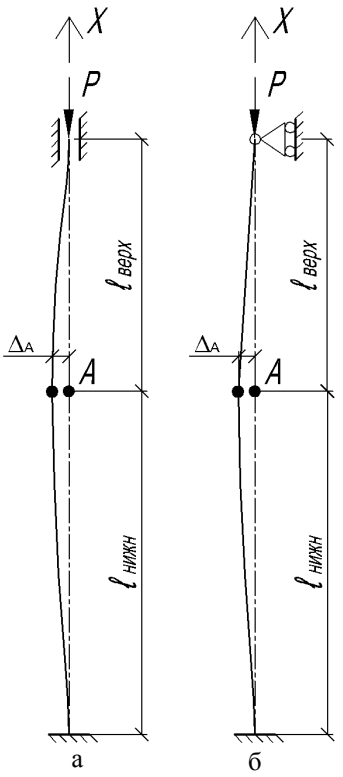


Рис. 3. Расчетные схемы стойки во вторичном ее состоянии при изгибе в плоскости XZ при достижении предельного значения угла излома оси стойки в узле А: а – с жестко защемленными краями; б – с нижним защемленным и верхним шарнирно закрепленным краями; Δ_A – начальный прогиб стойки

При этом, приложение к стойке сжимающей нагрузки Р с учетом ее эксцентричной передачи с верхней трубы на нижнюю с помощью сосредоточенного момента M_0 вызывает начальный изгиб оси стойки, соответствующий первичному ее НДС.

При увеличении нагрузки Р стойка выгибается и в узле А угол изло-

ма α осей верхней и нижней труб достигает своего предельного значения (рис. 2), при этом шарнир в т. А исчезает и стойка превращается в неразрезную (рис. 3). На этом первичное НДС стойки исчерпывается. Дальнейшее увеличение нагрузки вызывает в стойке вторичное НДС.
Во 2-ом случае стойка изначально приобретает вид с изломаной в т. А осью и при действии нагрузки Р ведет себя как неразрезная в узле А конструкция. Реализация этого случая возможна как в плоскости изгиба XY, так и в плоскости изгиба XZ. Однако, изгиб в плоскости XY всегда будет более худшим случаем несущей способности верхней трубы при изгибании стойки под нагрузкой, поскольку наиболее напряженные волокна верхней стойки имеют ослабления отвестиями.
Методика расчета стойки в плоскости XY по 2-му случаю была рассмотрена авторами в [1].

В настоящей работе рассмотрен 1-ый случай поведения конструкции под нагрузкой с использованием методики расчета суммарного НДС и устойчивости стойки с учетом первичного и вторичного НДС [2].

Результаты расчета. В качестве примера рассчитана стойка в плоскости изгиба XZ при следующих исходных данных: $l_{верх}$=1.93м; $l_{нижн}$=2.57м; сечения труб стойки – нижней ∅ 57х2мм, верхней ∅ 48х2мм; $\alpha=1^0$; e_0=2.77мм. Отверстия для фиксатора ∅ 15мм. Материал конструкции – сталь 20.

Расчетная схема стойки в начальном состоянии принята по рис. 1,а. Получены следующие результаты: предельная нагрузка P_0, соответствующая первичному НДС при $\alpha=1^0$, равна P_0=6.7кН. Расчет на устойчивость при учете только первичного НДС с шарниром в т. А (рис. 1) показал бы значение критической нагрузки $P_{0,кр}$=10.2кН. Учет дополнительного вторичного НДС дал следующие результаты:

- при жестком закреплении верха стойки (рис. 3,а) суммарные нагрузки на стойку, вычисленные соответственно по условиям предела упругой работы - P_y=28.5кН , предельного прогиба (l/150) - P_f=29.7кН , критической нагрузки P_{cr}=40.7кН (последняя в расчете по деформированной схеме соответствует переходу формы деформирования стержня в другую; при $P \rightarrow P_{cr}$ прогибы стойки стремятся к бесконечности);
- при шарнирном закреплении верха стойки (рис. 3,б) значения аналогичных суммарных нагрузок на стойку составили: P_y=17.4кН , P_f=15.9кН, P_{cr}=19.4кН.

Формы деформирования стойки на различных этапах ее нагружения представлены на рис. 4.

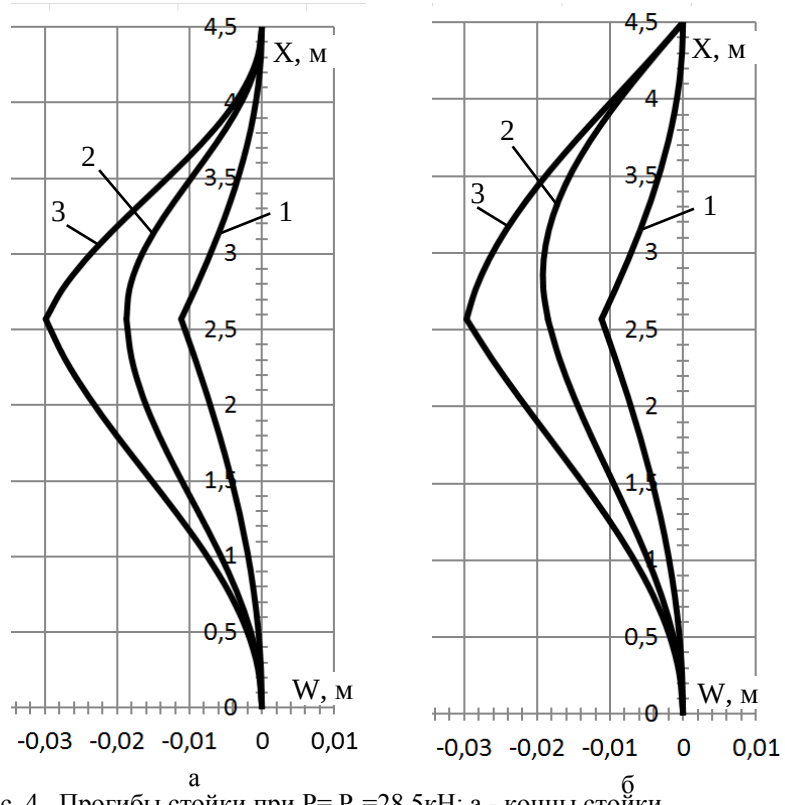


Рис. 4. Прогибы стойки при P= P_y=28.5кН: а - концы стойки защемлены; б – закрепление верхнего конца стойки во вторичном НДС – шарнирное. 1, 2, 3 – прогибы соответственно первичного НДС, вторичного НДС и суммарные

Выводы. Числовой пример реальной конструкции стойки, разработанной ООО фабрика «Вариант», г. Харьков, позволяет сделать следующие выводы:

1. Неучет превращения узла в т. А шарнира в неразрезное соединение при центральном сжатии существенно занижает значение критической силы $P_{0,кр}$=10.2кН<P_{cr}=40.7кН и $P_{0,кр}$=10.2кН< P_{cr}=19.4кН.

2. Применение деформированной схемы стойки позволяет учитывать конструктивные эксцентриситеты, а также влияние

Рис. 5. Поведение стойки под нагрузкой. Прогибы в предкритическом ее состоянии

продольной силы P на значения изгибающих моментов и прогибов стойки.

3. Расчет стойки по деформированной схеме показывает, что потеря устойчивости конструкции практически всегда происходит за пределами упругих деформаций.

4. Наличие отверстий в верхней трубе стойки практически не влияет на прогибы и устойчивость конструкции при ее изгибе в плоскости XZ, поскольку отверстия расположены вблизи центральной оси трубы. В то же время предел упругой работы наступает в одном из сечений с наличием ослабления, преимущественно в узле в т. А (рис. 1,...,3).

5. Предел упругой работы конструкции также зависит от несущей способности фиксатора и несущей способности трубы по смятию отверстия фиксатором (эти расчеты в статье не приводяться).

6. Предложенная методика расчета стоек в плоскости XZ дополняет их методику расчета в плоскости XY, опубликованную ранее в [1], образуя вместе с предыдущей единую методику расчета стоек, позволяющую планировать и осуществлять экспериментальные исследования стоек аналогичной конструкции, а также проводить оптимизационные расчеты стоек с целью создания их наиболее эффективных конструкций.

7. Авторами совместно с ООО фабрика «Вариант», г. Харьков, были проведены натурные экспериментальные испытания серии реальных конструкций стоек (рис. 5), результаты которых подтвердили правильность теоретических расчетных зависимостей.

Список литературы:

1. Перетятько Ю.Г., Агеенко С.Б., Гранько Б.Ф. Особливості статичної роботи стійок монтажних, що підтримують опалубку монолітних перекриттів // Науковий вісник будівництва. Харків: ХДТУБА, 2008.- Вип. 48 – С. 120-125.

2.Перетятько Ю.Г., Агеенко С.Б. Учет начального напряженно-деформированного состояния в задачах продольно-поперечного изгиба гибких стержней // Науковий вісник будівництва. Харків: ХДТУБА, 2006.- Вип. 37 – с. 71-74.

УДК 674.047

ДО РОЗРАХУНКУ ВНУТРІШНІХ НАПРУЖЕНЬ ПРИ СУШІННІ КРУГЛИХ СОРТИМЕНТІВ

TO THE CALCULATION OF INTERNAL STRESSES DURING ROWND TIMBER DRYING

д.т.н. проф. ***Пінчевська О.О.****, к.т.н., доц.* ***Головач В.М.,*** *асистент* ***Буйських Н.В.*** *(Національний університет біоресурсів і природокористування України)*

Pinchevska O.O. , Golovach V.M., Byiskikh N.V. *(National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)*

Анотація

Приведено аналіз внутрішніх напружень в деревині при її сушінні та їх розрахунок на базі сучасної обчислювальної техніки

Summary

The analysis of internal stresses in the wood during it's drying and their calculation on the basis of modern computing are given

Останнім часом все більшої популярності набуває дерев'яне домобудування, причому з усього різноманіття конструкцій будинки з оциліндрованого брусу та зруби становлять біля 50%. Технологія їх спорудження передбачає 1-3-х річну витримку після першого збирання для висихання деревини. Отже, якщо розробити технологію підсушування круглих сортиментів, то можна уникнути довготривалого «заморожування» інвестицій.

Основною вимогою до висушених круглих сортиментів є відсутність тріщин, через які втрачається тепло. Крім того, тріщини є «гніздом» для поселення комах і грибів, які в подальшій експлуатації можуть зруйнувати будинок. Відомо, що причиною утворення поверхневих тріщин є перебільшення сушильними напруженнями межі міцності на розтяг поперек волокон.

Повні внутрішні напруження в деревині можна розглядати як сукупність двох складових — вологісних і залишкових. Вологісні напруження викликані неоднорідним всиханням матеріалу, обумовленим у свою чергу нерівномірним розподілом у ньому гігроскопічної вологи. Залишкові напруження обумовлені появою в деревині неоднорідних залишкових деформацій. На відміну від вологісних вони не зникають при вирівнюванні вологості й спостерігаються як під час сушіння, так і після його завершення.

Інформація про внутрішні напруження дозволяє вчасно корегувати процес сушіння деревини й тим самим не знижувати вихідної якості сировини.

Дослідженням внутрішніх напружень в деревині займалося багато вчених, величезний внесок в трактування природи їх виникнення, розроблення методів їх кількісного визначення вніс професор Б.Н.Уголєв [1,2,3]. Проте, традиційно вивчались внутрішні напруження для промислових сортиментів, які мають прямокутний перетин.

В роботі [4] наведена спроба розрахунку внутрішніх напружень в тангенціальному напрямку сортиментів круглого перетину за рівнянням професора М.Н.Феллєра [5] для умови параболічного розподілу вологи за перетином та співпадіння центру анізотропії з центром кола, що обмежує поперечний перетин зразка. Отримані розрахунки дозволили визначити максимально можливий перепад вологості за перетином сортименту певного діаметру при якому тріщини не утворюються. Однак, для побудови дерев'яного будинку використовуються сортименти різних діаметрів, що залежить від кліматичної зони і для вітчизняних умов вони коливаються, як правило, від 22 см до 30 см.

Для визначення величини внутрішніх напружень в круглих сортиментах різного діаметру нами пропонується розрахунок, який базується на використанні сучасної обчислювальної техніки та математичного програмного забезпечення. Це дозволяє оперативно обчислювати внутрішні напруження на персональному комп'ютері, а також дає можливість запрограмувати алгоритм розрахунку безпосередньо в мікропроцесор технологічної автоматики, яка керує процесом сушіння деревини. При цьому можливо застосування імітаційного моделювання для визначення оптимальних технологічних режимів сушіння.

У результаті розрахунків необхідно знайти внутрішні напруження σ_r, що виникають при висиханні деревини зразка радіусом r на відстані l від центру. У розрахунок входять також наступні величини: коефіцієнти всихання в тангенціальному та радіальному напрямках k_θ, k_r, модуль пружності в тангентальному напрямку E_θ, МПа, перепад вологості $(W_ц - W_n)$, %, між центром та поверхнею .

Нижче наведений варіант алгоритму розрахунку внутрішніх напружень, що може бути реалізований на ЕОМ. Порядок розрахунку подано у вигляді ряду послідовних операцій:

– Визначання відповідно певного радіусу r, сортименту, довжини можливих тріщин Y_1, Y_2, Y_3, причому діапазони прийнятих

значень залежать від необхідної точності розрахунків. Для цього використовується три сімейства функцій:

$$Y_{11} = a_{11} + e^{1-l}; Y_{12} = a_{12} + e^{1-l}; ... Y_{1m} = a_{1m} + e^{1-l}$$
$$Y_{21} = a_{21} + e^{1-l}; Y_{22} = a_{22} + e^{1-l}; ... Y_{2m} = a_{2m} + e^{1-l} \quad (1)$$
$$Y_{31} = a_{31} + e^{1-l}; Y_{32} = a_{32} + e^{1-l}; ... Y_{3m} = a_{3m} + e^{1-l}$$

– Для розрахунку деформацій, що виникають під дією дотичних та нормальних напружень визначаються значення двох величин $Y_{1i}Y_{2i}$ і $Y_{2i}Y_{3i}$, які знаходять з двовимірних матриць (рис.2), що є аналогами масивів *M[Y1,Y2]* та *M[Y2,Y3]* побудованих по значеннях Y_1, Y_2 та Y_3.

$Y10\,Y20$	...	$Y10\,Y2n$
...	...	...
$Y1n\,Y20$	...	$Y1n\,Y2n$

$Y20\,Y30$	...	$Y20\,Y3n$
...	...	...
$Y2n\,Y30$	...	$Y2n\,Y3n$

Рис.2. Двовимірні матриці

Блок - схема розрахунку внутрішніх напружень наведена на рис.3.

Показані на блок схемі обчислення величин $Y_0, Y_1 ... Y_9$ проводяться аналогічним чином обчислення величин Y_1, Y_2 Y_3, з сімейства функцій типу $Y=A+e^{1-l}$. Різниця – тільки у виді сімейств функцій, які представлені як лінійні залежності: $Y_i=A_i + mX$ і відрізняються одна від одної тільки коефіцієнтами A та m. Функції відображують залежність вибраної відстані від поверхні, де розраховуються внутрішні напруження, коефіцієнтів всихання, модуля пружності в тангентальному напрямку та перепаду вологості між центром та поверхнею .

Значення величини внутрішніх напружень деревини в процесі сушіння та після її закінчення є корисними для подальших досліджень теорії внутрішніх напружень у деревині та матиме певне прикладне значення при конкретному використані в технологічному процесі сушіння деревини.

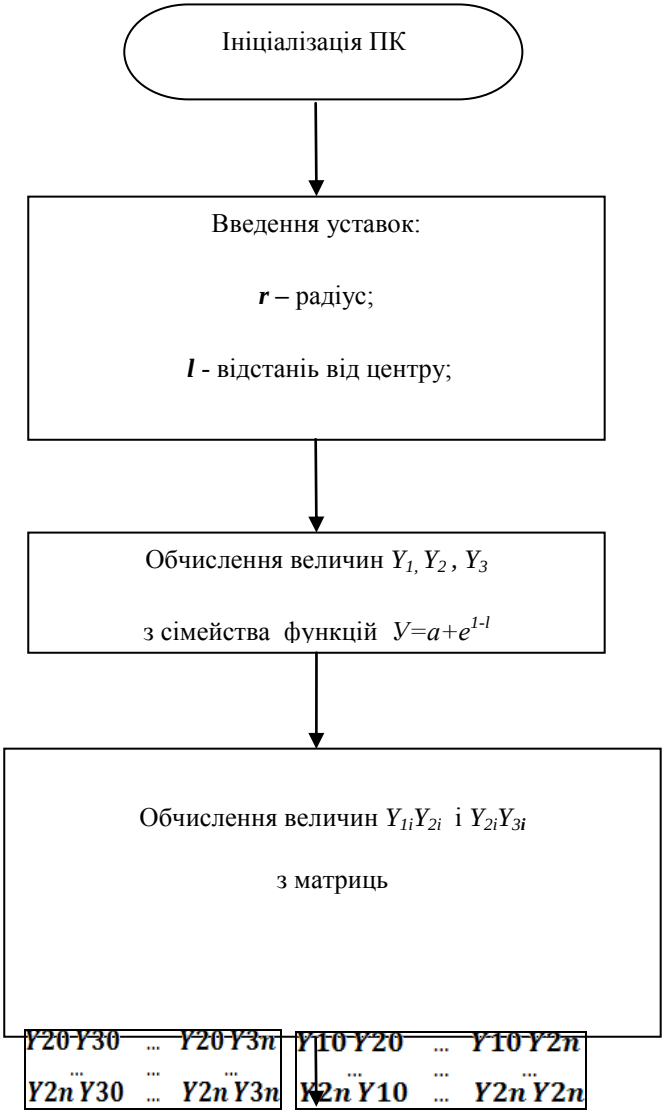


Рис.3. Блок - схема розрахунку сушильних напружень в круглих сортиментах

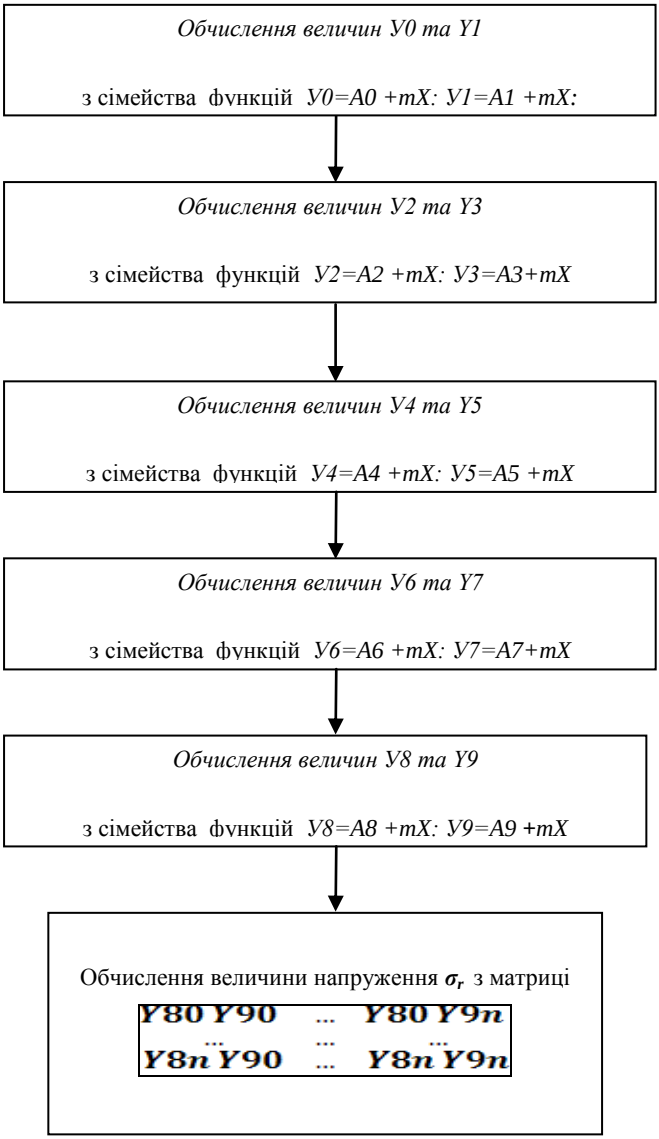


Рис.3. Блок - схема розрахунку сушильних напружень в круглих сортиментах (закінчення)

Контроль за внутрішніми напруженнями деревини під час її сушіння можна вести за допомогою температурного методу виміру вологості. Цей метод дає можливість стежити за зміною перепаду температур між поверхневими й центральними шарами.

Градієнт температури за перетином матеріалу опосередковано відображує внутрішні напруження в матеріалі під час сушінні. Для того щоб одержати картину перепаду вологості за перетином пиломатеріалу одночасно підключають два термометри: один на поверхні, другий - у центрі зразка, що висушується. Різниця показань термометрів обумовлена градієнтом вологості. За його величиною можна судити про напруження, що розвиваються в деревині: чим більше перепад температур між поверхневими та центральними шарами, тим небезпечнішим є величина напружень в зовнішньому шарі сортименту. У той же час термометр центрального шару буде відображати поточну вологість сортименту.

На початковому етапі сушіння поверхневий шар матеріалу досить швидко досягає рівноважної вологості і температура поверхневого шару приблизно дорівнюватиме температурі агента сушіння. Отже, вимірюючи перепад температур двома термометрами: першим, установленим в сушильній камері (температура tc) і другим, вмонтованим в центр сортименту, можна регулювати заданий температурний перепад Δt, тим самим забезпечуючи оптимізацію процесу з урахуванням напружень, що виникають при видаленні вологи з матеріалу.

Запропонований метод розрахунку внутрішніх напружень дозволить проводити дослідження впливу різних способів і режимів сушіння на величину залишкових напружень у матеріалі.

Розроблення способу вимірювання внутрішніх напружень у деревині протягом сушіння дасть можливість регулювати процес по напруженням, що забезпечить його якісне проведення та зменшення тривалості.

Список літератури

1. Уголев Б.Н. Внутренние напряжения в древесине при ее сушке / Б.Н.Уголев. - М. - Л.: Гослесбумиздат, 1959. - 116 с.
2. Уголев Б.Н. Деформативность древесины и напряжения при сушке / Б.Н.Уголев. - М.: Лесная пром-сть, 1971. - 176 с.
3. Уголев Б.Н. Контроль напряжений при сушке древесины / Б.Н.Уголев, Ю.Г.Лапшин, Е.В.Кротов.– М.: Лесн. пром-сть,1980.– 208 с.
4. Пинчевская Е.А.Образование трещин усушки в круглых лесоматериалах / Е.А.Пинчевская, Н.В.Буйских// Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Forestry and Wood Technology. – 2011. – №73. – С. 198-201.
5. Феллер М.Н. Метод расчета коробления, усушки и разбухания / М.Н.Феллер, В.А.Шевченко // Бумажная и деревообрабатывающая промышленность, – 1963.– №1, – С.3-4.

УДК 624.011

К ВОПРОСУ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТЫ

TO THE QUESTION OF EXPERIMENTAL RESEARCH PLYWOOD BEAMS OF VARIABLE HEIGHT

аспирант ***Пинчук Е.А.*** *(Национальная академия природоохранного и курортного строительства)*

p-g. st. ***Pinchuk H.A.*** *(National academy of nature protection and resort building)*

Приведены методика и результаты экспериментальных исследований деревофанерных балок переменной высоты двутаврового сечения с продольным расположением рубашки фанеры.

Ключевые слова: деревофанерные балки, переменная высота, напряжения, разрушение.

A method and results of experimental researches of plywood beams of variable height of I-section is resulted with the longitudinal location of shirt of plywood.

Keywords: plywood beams, variable height, tensions, destruction.

Постановка задачи.

Применение в современной практике строительства деревофанерных конструкций обусловлено их высокой технологичностью изготовления, низкой материалоемкостью и широкими возможностями по фасадному очертанию. В связи с этим, представляет интерес теоретическое и экспериментальное изучение напряженно-деформированного состояния балочных, рамных и арочных элементов, в которых пояса выполняются из цельной или клееной древесины, а стенка – из фанеры.

Экспериментальные исследования балок в основном выполнялись для малых пролетов (до 6 м) при параллельных наружных гранях. Исследование фанеры с различной ориентацией шпонов показало эффективность балок с продольным расположением рубашки, имеющих большую жесткость на изгиб и повышенную прочность связи между стенкой и поясами по сравнению с поперечным расположением [1,2,3]. Повышение жесткостных характеристик наблюдается при проектировании поясов треугольными [4]. Анализ напряженного состояния деревофанерных балок с параллельными

гранями и различной ориентацией наружных шпонов выполнен в работе [5] при рассмотрении их в качестве продольных ребер плит. Кроме того, проводились исследования распределения напряжений в приопорных зонах балок [6].

Экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния балок с линейно-изменяющейся высотой в имеющейся литературе выполнено весьма мало и, учитывая это, целью настоящей работы является оценка напряженного состояния двускатных деревофанерных балок и изучение характера их разрушения.

Конструкции балок.

Для испытаний были подготовлены четыре двускатные деревофанерные балки двутаврового сечения пролётом $2000\ мм$. Балки изготовлялись двух серий: первая серия с уклоном верхних граней $i = 1:7$, вторая - с уклоном $i = 1:10$ при высоте опорного сечения $h_{on} = 20\ см$ по два образца каждой серии. Пояса балки выполнялись из двух сосновых брусков II сорта сечением $35x30\ мм$, стенка – из трехслойной березовой фанеры марки ФК с ортогональным расположением слоёв толщиной $4\ мм$.

Все балки выполнялись с продольным расположением рубашки фанеры и кроме опорных ребер были подкреплены поперечными ребрами из брусков сечением $35x30\ мм$, поставленными в третях пролёта. Соединения стенки с поясами и поперечными ребрами выполнялись клеевыми.

Определение упругих и прочностных характеристик древесины и фанеры.

Модуль упругости поясов и упругие постоянные фанеры были найдены из испытания сосновых образцов на сжатие и фанерных на растяжение. Образцы древесины выполнялись в виде призм размерами $35x30x100\ мм$ вдоль волокон, а фанеры размерами $50x4x400\ мм$ вдоль, поперек и под углом 45^0 к волокнам рубашки по три образца каждого типа. Испытания проводились на универсальной разрывной машине ЗИМ Р-20 со снятием нагрузки по шкале с ценой деления 8 кг.

Для измерения относительных деформаций на каждый образец наклеивалось по два датчика активного сопротивления около 200 Ом базой 20 мм: на противоположных боковых сторонах брусков древесины вдоль волокон и тензодатчики на фанерных образцах: вдоль оси образца и поперек. Регистрация статических деформаций выполнялась цифровой тензометрической станцией ЦТМ-3.

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон по среднему значению составил $E_x = 11100\ МПа$, а значения упругих характеристик фанеры для направлений вдоль, поперёк и под углом 45^0 следующие:

$$E_x = 11300\ МПа, \quad E_{45} = 4100\ МПа, \quad E_y = 6900\ МПа,$$

$$\nu_{xy} = 0{,}099, \quad \nu_{45} = 0{,}81, \quad \nu_{yx} = 0{,}09.$$

Модуль сдвига фанеры вычислялся по формуле $G_{xy} = \dfrac{E_{45}}{2(1+\nu_{45})}$ и составил $G_{xy} = 1132\ МПа$.

Кроме того, для этих же направлений определены пределы прочности фанеры:

$$\sigma_x = 641\ кг/см^2; \quad \sigma_y = 389\ кг/см^2; \quad \sigma_{45} = 188\ кг/см^2.$$

Эти значения прочностных характеристик фанеры находятся в диапазоне рассеивания прочностных показателей.

Проведение испытаний балок.

Испытания проводились на специальной установке, предназначенной для исследований работы балок на изгиб. Деревофанерные балки испытывались как свободноопертые при нагружении сосредоточенными силами в третях пролёта (рис.1). Нагрузка на балку передавалась с помощью ручного винтового домкрата, снабженного динамометром ДОСМ-1 с индикатором часового типа через распределительную траверсу. На наклонных гранях балок в местах передачи нагрузки дополнительно устанавливались трубчатые катки и металлические пластины, как показано на рис. 1.

В середине приопорной панели на расстоянии $x = 35\ см$ от опоры (первое сечение) были наклеены три прямоугольные розетки тензодатчиков, таких же характеристик, как при испытании образцов. В каждой розетке два датчика наклеивались вдоль оси балки и ей перпендикулярно, а третий – под углом 45^0. Верхняя и нижняя розетки располагались вблизи внутренних граней поясов балки, а третья розетка находилась в середине сечения. Такие же четыре розетки тензодатчиков были приклеены во втором сечении, находящемся на расстоянии 87 см от опоры, на одинаковых интервалах по высоте. В этих же сечениях наклеивались датчики на наружные и внутренние грани нижнего и верхнего поясов. Регистрация деформаций осуществлялась с помощью ЦТМ-3.

Рис. 1 Общий вид балок для испытания.

Нагрузки прикладывались ступенями через 0,5 кН и на каждом этапе загружения фиксировались показания измерительной аппаратуры через 1-2 мин после достижения очередной ступени нагрузки.

Основные результаты исследования.

По результатам тензометрирования вычислялись нормальные и касательные напряжения в стенках и нормальные напряжения изгиба в поясах. Для фанеры как ортотропного материала переход от относительных деформаций к напряжениям осуществлялся по формулам плоского напряженного состояния ортотропного тела:

$$\sigma_x = \frac{E_x(\varepsilon_x + \nu_{xy}\varepsilon_y)}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}, \qquad \sigma_y = \frac{E_y(\varepsilon_y + \nu_{xy}\varepsilon_x)}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}, \qquad \tau_{xy} = G_{xy}\gamma_{xy},$$

где E_x, E_y - модули упругости вдоль волокон рубашки фанеры и ей перпендикулярно,

ν_{xy}, ν_{yx} - коэффициенты поперечных деформаций для этих же направлений,

G_{xy} - модуль сдвига фанеры для осей x и y.

Относительные сдвиги в сечениях определялись по формуле $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{45} - \varepsilon_x - \varepsilon_y$. Для вычисления напряжений использовались упругие характеристики, полученные из результатов испытаний образцов древесины и фанеры.

Испытания показывают, что значения напряжений в поясах растут пропорционально нагрузке и расхождение от теоретических,

вычисленных методом сопротивления материалов, составляет не более 20 %. На рис. 2 показаны эпюры распределения нормальных напряжений по высоте сечений и касательных напряжений в стенке при нагрузке $2P = 3кН$ для балки с уклоном верхних граней 1:7. На эпюрах нормальных напряжений нанесены прямые линии, соответствующие теоретическим значениям, вычисленным по формуле сопротивления материала с учетом приведенных к материалу древесины геометрических характеристик сечения. На эпюрах касательных напряжений пунктиром нанесены эпюры напряжений, вычисленные с помощью метода конечного элемента в ПК «Лира».

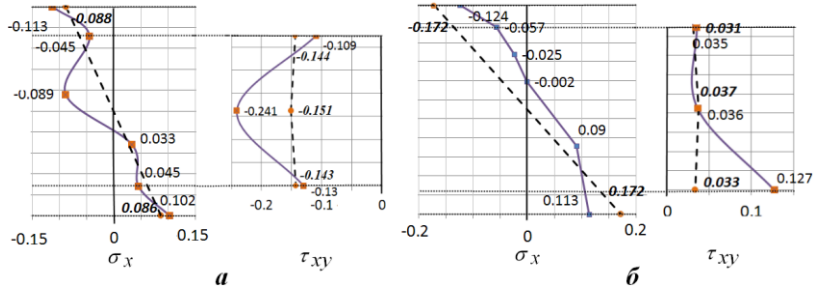


Рис. 2. Эпюры нормальных и касательных напряжений в первом (*а*) и втором (*б*) сечениях.

Для балок с уклоном верхних граней 1:10 картина распределения напряжений такая же, как представлена на рис. 2, а их значения несколько меньше.

Рис. 3. Разрушение фанеры в опорной панели.

Начало потери устойчивости фанерной стенки в опорной панели для балки с уклоном верхних граней 1:10 было зафиксировано при нагрузке $2P = 1{,}88\ кН$, после чего нагружение на балку осуществлялось до разрушения. Все балки разрушались от среза

фанеры в опорной панели: балки с уклоном 1:10 при нагрузке $2P = 2\ кН$; балки с уклоном 1:7 при нагрузке $2P = 1{,}72\ кН$.

Характер разрушения экспериментальных балок представлен на рис. 3.

Испытания показали, что, за исключением приопорных зон, для двускатных деревофанерных балок при принятых уклонах граней соблюдается закон плоских сечений. Кроме того, в отличии от балок постоянной высоты, в зоне отсутствия поперечной силы за счет переменности сечения, кроме напряжений изгиба возникают касательные напряжения τ_{xy} и напряжения, действующие поперек волокон, что приводит к возникновению сложного напряженного состояния и необходимо учитывать при расчетах прочности и устойчивости фанерных стенок.

Список литературы

1. Большаков В.В., Лобанов Ю.А. О прочности и деформативности клеефанерных балок // Труды третьей межвузовской конференции по применению пластмасс в строительстве. – Казань, 1972. – С. 3-9.
2. Кириленко В.Ф. Исследования клеефанерных балок с наклонным расположением рубашечных слоёв фанеры // Расчёт строительных конструкций и сооружений: Сб. научн. тр. / БТИСМ, МИСИ. – М., 1983. – С. 227-233.
3. Корзон С.А., Светозарова Е.И., Серов Е.Н. Некоторые вопросы экспериментального исследования клеефанерных балок // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: Межвуз. темат. научно-техн. сб. № 2 / ЛИСИ, 1972. – С. 85-92.
4. Денисенко А.А. Экспериментальная оценка жесткости клеефанерного изгибаемого элемента рационального поперечного сечения// Изв. вузов. Стр-во. № 6, 2000. – С. 141-144.
5. Освенский Б.А., Григорьева Л.И. Экспериментальные исследования опорной зоны клеефанерных балок // Исследование прочности и деформативности современных конструкций из древесины и пластмасс: Сб. тр. / МИСИ. – М., 1987. – С. 79-81.
6. Новожилов А.Ф., Левкович Т.И., Левкович Н.Н. Прочность и деформативность комбинированных балок в составе ограждающих конструкций при кратковременном и длительном действии нагрузок// Методы расчёта конструкций из древесины, фанеры и пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л., 1985. – С. 100-104.
7. Пинчук Е.А. Экспериментальное исследование маломасштабной двускатной деревофанерной балки двутаврового сечения // Motrol: Motoryzacja i Enerqetyka Rolnictwa. – vol.12 C.– Simferopol - Lublin, 2010. – С. 129-137.

УДК 624.014.2.004.15:725.4

ОСОБЛИВОСТІ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

RELIABILITY ESTIMATION FEATURES OF STEEL FRAMEWORKS OF INDUSTRIAL BUILDINGS

д.т.н., проф. ***Пічугін С.Ф.****, асистент* ***Патенко Ю.Е.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*

Dr. Tech. Sc., Professor ***Pichugin S.****, Assistant* ***Patenko Yu.****, (Poltava National Technical University named by Yuriy Kondratuk)*

Анотація. Робота присвячена оцінюванню надійності сталевих каркасів виробничих будівель, обладнаних мостовими кранами, з урахуванням збільшення характеристичних значень кранових навантажень та просторової роботи сталевих каркасів.

Ключові слова: сталеві каркаси, одноповерхові виробничі будівлі, просторова робота каркасів, кранові навантаження, надійність конструкцій.

Abstract. This article is devoted to the reliability assessment of steel frameworks of one-storey industrial buildings with overhead travelling cranes. The increased values of crane loads and spatial behavior of steel frameworks were accounted in the probabilistic computations.

Key words: steel frameworks, one-storey industrial buildings, spatial behavior, crane loads, structural reliability.

Вступ

На сучасному етапі розвитку ймовірнісних розрахунків залишається невирішеним питання оцінювання надійності сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель (ОВБ). Така ситуація склалася, зважаючи на складний математичний апарат імовірнісних методів для аналізу складних систем каркасів виробничих будівель. Вирішення цього питання пов’язане із урахуванням випадкового характеру міцності сталі та навантажень, які діють на конструкції, а також дійсного характеру роботи каркасів.

Для виробничих будівель основними являються навантаження від мостових кранів, величини яких значно перевищують навантаження від огороджуючих конструкцій та кліматичних впливів. До кінця 2006 р. значення кранових навантажень при проектуванні будівель та споруд визначались за СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1]. У ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [2], які введені в дію з 1 січня 2007 року, методика та величини навантажень мостових кранів,

що діють на конструкції каркасів промислових будівель, суттєво змінені. Особливо це стосується врахування горизонтальних кранових навантажень. Цей факт обумовлює актуальність оцінювання надійності конструкцій нових одноповерхових виробничих будівель та існуючих ОВБ, які вимагають обстеження чи реконструкції.

Порівняльний аналіз кранових навантажень

Порівняльним розрахунком навантажень, регламентованих різними нормами [1, 2], виявлено перевищення навантажень на колесо чотириколісних мостових кранів, визначених за ДБН [2], до 1,3…9,6 разів, порівняно із навантаженнями, розрахованими згідно зі СНиП [1]. При переході до визначення силових впливів чотириколісних мостових кранів за ДБН згинальні моменти в колонах поперечних рам ОВБ від бічних сил зростають у 1,9…6,9 разів, порівняно із зусиллями від гальмівних сил за СниП, та у 1,2…7,8 разів зростають згинальні моменти в конструкціях підкранових балок. Виявлене деяке зростання матеріаломісткості підкранових балок, що в середньому становить 1,1 %, а також виявлене зростання до 24 % матеріаломісткості підкранових частин колон будівель, обладнаних чотириколісними кранами.

У такій ситуації підвищення в ДБН В.1.2-2:2006 основних навантажень, які діють на конструкції виробничих будівель, обладнаних мостовими кранами, особливо чотириколісними, можливими засобами уникнення невиправданих перевитрат матеріалів є перехід від спрощеного розрахунку плоских поперечних рам до розрахунку каркасів будівель як просторових систем. Так, установлено, що врахування у розрахунках поперечних рам ефекту просторової роботи каркасів дозволяє наблизити матеріаломісткість конструкцій ОВБ, запроектованих на навантаження, визначені за нормами ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», до конструкцій, розрахованих на навантаження за СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [3].

Натурні дослідження просторової роботи сталевого каркаса

Розвиток сучасних програмних комплексів дозволяє відійти від спрощених розрахунків каркасів ОВБ у вигляді плоских поперечних рам із наближеними характеристиками конструкцій та спрощеним урахуванням просторової роботи каркасів. У той же час формування розрахункових комп’ютерних моделей каркасів будівель вимагає їх уточнення у напрямку виявлення внесків окремих в’язей у забезпечення просторовості каркасів. Питання про відповідність прийнятих розрахункових моделей дійсному характеру роботи

каркасів можливо вирішити шляхом проведення натурних досліджень й наступного порівняння даних із результатами розрахунків.

У ході експерименту досліджувався вплив в'язевих дисків на забезпечення просторової роботи каркаса, зокрема в'язей у площині нижніх поясів кроквяних ферм та поздовжніх в'язей по колонах. Випробування проводилися у два етапи: перший етап – до монтажу в'язей покриття, другий етап – після монтажу в'язей у площині нижніх поясів кроквяних ферм. Дослідний об'єкт розташований у м. Полтава та являє собою однопрольотний каркас із габаритними розмірами в осях 9,8 х 20,7 м (рис. 1).

Рисунок 1. Загальний вигляд дослідного каркаса

Перший етап випробувань дав відомості про вплив в'язей по колонах на забезпечення сумісної роботи поперечних рам каркаса. Ці в'язі забезпечують залучення в роботу безпосередньо завантаженої рами каркаса інших незавантажених рам, які отримують 19…40 % переміщень завантаженої поперечної рами (рис. 2).

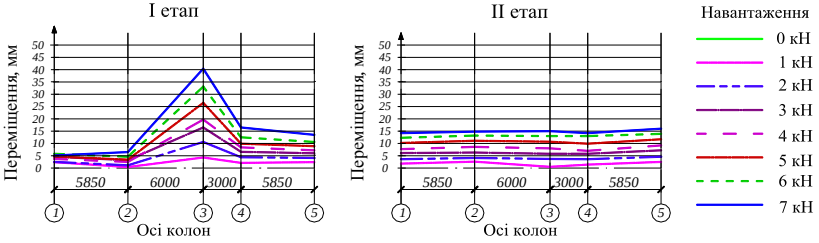


Рисунок 2. Графіки зміщень колон каркаса при завантаженні колони по осі «3»

Випробування другого етапу передбачали повторення відпрацьованої методики випробувань після монтажу в'язей покриття у рівні нижніх поясів кроквяних ферм. Введення у систему дослідного

каркаса в'язей покриття дозволило отримати приблизно однакові значення зміщень усіх рам будівлі при завантаженні середньої рами та зменшити переміщення колон до 3-х разів порівняно з першим етапом випробувань (рис. 2).

Оцінка надійності сталевих каркасів ОВБ

Проведене оцінювання надійності каркасів одноповерхових виробничих будівель, запроектованих на навантаження за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», а також досліджений вплив різних чинників на надійність каркасів протягом 50 років.

Для виявлення впливу на надійність каркаса в'язевих дисків почергово видалялися окремі в'язеві блоки до отримання плоскої рами будівлі та порівнювалися параметри роботи плоскої поперечної рами та рам, у складі просторових блоків. Результати ймовірнісного розрахунку дев'яти варіантів каркасів будівлі та плоскої поперечної рами (варіант 10) показані на рис. 3 у вигляді ймовірностей безвідмовної роботи конструкцій протягом 50 років $P(t)$, вираженої у белах $P_L = -\lg\left[1-P(t)\right]$. Імовірнісні розрахунки колон у складі каркасів при урахуванні у просторових розрахункових моделях гальмівних конструкцій, підкранових балок та в'язей покриття по нижніх поясах кроквяних ферм (варіант 7) виявили високу надійність конструкцій, для яких ймовірність відмови протягом 50 років становить $Q(t) = 1,75 \cdot 10^{-7}$. Введення у розрахункові моделі інших елементів, таких як в'язі покриття по верхніх поясах ферм (варіант 6), прогонів покриття (варіант 5), горизонтальних ригелів стінового фахверку (варіант 3) незначно підвищує надійність каркасів. Імовірність відмови при таких варіантах розрахункових схем знаходиться в межах $Q(t) = 1,73 \cdot 10^{-7} ... 1,05 \cdot 10^{-7}$ й різко знижується, якщо не враховувати у просторових моделях каркасів в'язей покриття та гальмівних конструкцій [4].

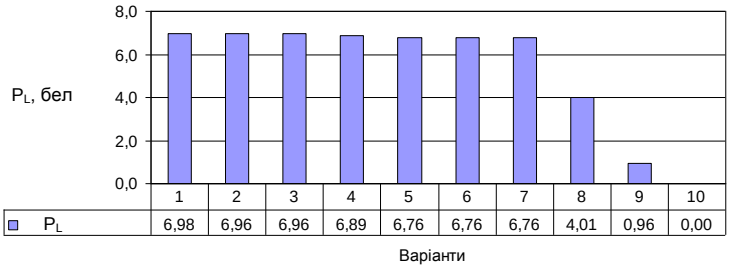


Рисунок 3. Імовірність безвідмовної роботи колон каркаса ОВБ при різних варіантах врахування просторової роботи

Проведений чисельний експеримент із виявлення впливу на оцінки надійності колон у складі каркасів, запроектованих на навантаження згідно із ДБН В.1.2-2:2006 [2], наступних чинників: вантажопідйомності та режиму роботи мостових кранів, кроку колон, типу вузла з'єднання ригеля із колоною, виду покриття та значень вітрового й снігового навантажень. Результати оцінювання надійності колон ОВБ показали високу параметричну надійність усіх конструкцій, для яких імовірність відмови складає $Q = 1{,}1 \cdot 10^{-5} \ldots\ 9{,}3 \cdot 10^{-9}$ [5].

Висновки

Імовірнісними розрахунками обґрунтована необхідність врахування у розрахункових моделях для розрахунків на програмних комплексах каркасів ОВБ із мостовими кранами елементів гальмівних конструкцій, горизонтальних в'язей у рівні низу кроквяних ферм. Встановлено, що врахування інших в'язевих елементів не дає значного ефекту в розрахунках каркасів ОВБ на навантаження мостових кранів.

Рекомендовано встановлення поздовжніх в'язевих ферм у площині нижніх поясів кроквяних ферм у цехах виробничих будівель із покриттям по сталевому профільованому настилу при обладнанні будівель мостовими кранами будь-якої вантажопідйомності та режиму роботи.

Список літератури:

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 С.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи : [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
3. Пічугін С. Ф. Питання надійності сталевих каркасів виробничих будівель / С. Ф. Пічугін, Ю. Е. Патенко // Вісник Донбаської нац. академії будівництва і архітектури : зб. наук. праць. – Макіївка : ДонНАБА, 2011. – Вип. 4 (90). – С. 146–153.
4. Патенко Ю. Е. Надійність сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ю. Е. Патенко. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 25 с.
5. Пічугін С. Ф. Оцінка надійності сталевих колон постійного перерізу виробничих будівель / С. Ф. Пічугін, Ю. Е. Патенко // Современные строительные конструкции из металла и древисины : сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2011. – № 15. – Ч. 2. – С. 191–197.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF WOODEN STRUCTURESREINFORCED WITH REGARD CREEP

д.т.н. ***Рощина С.И.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
к.т.н. ***Лукин М.В.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
аспирант ***Шохин П.Б.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
аспирант ***Сергеев М.С.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*

Roshchina S.I., Lukin M.V., Shokhin P.B., Sergeev M.S. *(the Vladimir state university of name A.G. and N.G.Stoletovyh)*

Аннотация:
На основании данных испытаний армированных балок получены значения характеристики ползучести древесины
The annotation:
On the basis of the given long tests of the reinforced beams values of the characteristic of creep of wood are received

Для исследования и расчета изгибаемых армированных деревянных элементов с учетом ползучести древесины при длительном силовом воздействии за основу принята теория упруго-ползучего тела.

Учитывая особенности свойств древесины, способ армирования АДК, а также в целях упрощения и получения конечных решений приняты ряд упрощений: равенство деформаций ползучести древесины при сжатии и растяжении; закон плоских сечений; симметричные армирование (рис.1). Используем интегральные уравнения одноосной задачи (при $\tau_i = 0$)

$$\varepsilon(t) = \frac{\tau(t)}{E(t)} + \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E(t)} K(t,\tau) d\tau \qquad (1)$$

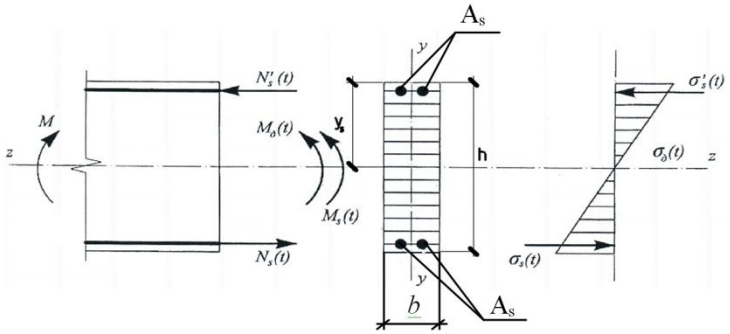


Рисунок 1 Расчетная схема сечения

или $$\frac{\sigma(t)}{E(t)} = E(t) - \int_0^t E(\tau)\, K(t,\tau) d\tau \quad (2)$$

где $K(t,\tau)$ – ядро ползучести [1].

Для случая изгиба, аналогично имеем:

$$\sigma_s(t) = f_1(t) - \int_0^t f_2(\tau) H(t,\tau) d\tau \quad (3)$$

$$\sigma_\partial(t,y) = f_2(t,y) - \int_0^t f_2(\tau,y) H(t,\tau) \quad (4)$$

где H (t,τ) – резольвента ядра K(t, τ), y – ордината волокна.

Для прямоугольного армированного симметрично сечения при M(t)=M=const, имеем:

$$f_1 = \frac{E_\partial}{1+\mu n} - \frac{M y_s}{I_\partial}\delta \quad (5)$$

$$f_2 = \frac{E_\partial}{I_\partial(1+\mu n)}[M(y + \mu E_s(y + y_s))\delta] \quad (6)$$

$$\delta = \frac{1}{E_\partial(\tau)} + C(t,\tau) \quad (7)$$

Используя выражение Н.Х. Арутюняна:

C(t,τ)=$\varphi(\tau)\left[1 - e^{\gamma(t-\tau)}\right]$, определяем значение $\delta(t,\tau)$.

С учетом $E_\partial = const$; $E_\partial(\tau) = E_\partial(1 + \delta\varphi_t)$, где δ – опытный параметр.

Учитывая известную зависимость между характеристикой φ(t) и мерой ползучести C(t), φ(t)=E_∂ C(t,τ), получим:

$$\delta(t,\tau) = \frac{1}{E_0}\left(\frac{1}{1+\delta\cdot\varphi_t} + \varphi_t\right) \quad (8)$$

Используем условие равновесия в сечении изгибаемого элемента для любого момента времени t:

$$M_s(t) + M_\partial(t) = M, \quad (9)$$

где M – внешний момент; $M_s(t)$, $M_\partial(t)$ - соответственно моменты, воспринимаемые древесиной и симметричной арматурой в момент времени t.

В целях получения конечных расчетных зависимостей эпюра нормальных напряжений принята линейной (рис. 1) и напряжение в древесине сечения равно.

$$\sigma_{\partial} = \frac{N_{\partial}}{F_{\partial}} + \frac{M_{\partial}(t)}{I_{\partial}} y \qquad (10)$$

В силу симметричности арматуры ($\sigma_s^{'} = \sigma_s$).

$$N_s(t) = A(\sigma_s^{'} + \sigma_s) \qquad (11)$$

Напряжения в древесине на уровне арматуры ($y=y_s$) определим через M и M_s.

$$\sigma_{\partial} = \frac{[M - M_s(t)]}{I_{\partial}} y = \frac{M \cdot y}{I_{\partial}} + \frac{M_{s(t)y}}{I_{\partial}} \qquad (12)$$

$M_s(t) = 2yA_s\sigma_s(t)$; $A_s^{'} = A_s$; $F_{\partial} = h \cdot b$ (рис.1).

После подстановки $M_s(t)$ в (10) и обозначив $r^2 = I_{\partial}/F_{\partial}$, $y^2/r^2 = \rho$; $\mu = 2A_s/F_{\partial}$ имеем:

$$\sigma_{\partial}(t) = \frac{M}{I_{\partial}} y - \mu\rho\sigma_s(t) \qquad (13)$$

Дифференцируя (13) по (t)

$$\frac{d\sigma_{\partial}}{dt} = -\mu\rho \frac{d\sigma_s}{dt} \qquad (14)$$

и выражая $\frac{d\sigma_s(t)}{dt}$ через $\frac{d\sigma_{\partial}(t)}{dt}$ на основе (14) после преобразований имеем:

$$d\sigma_s(t)\left[\frac{[1]}{E_{\partial}(t)} + \frac{1}{E_s\mu\rho}\right] = -\frac{1}{E_{\partial}} f[\sigma_{\partial}(t)] d\varphi_t \qquad (15)$$

Для разделения переменных, используем выражение, применяемое в теории упруго-ползучего тела, $E(t) = E_{\partial}(1 + \delta \cdot \varphi_t)$ (δ – опытный параметр, не зависящий от времени) в результате получаем:

$$\frac{d\sigma_{\partial}(t)}{f[\sigma_{\partial}(t)]} = -\frac{d\varphi_t}{E_{\partial}\left[\frac{1}{E_{\partial}(1+\delta\varphi_t)} + \frac{1}{E_s\mu\rho}\right]} \qquad (16)$$

Интегрируя (16) и принимая нелинейную функцию Н.Х. Арутюняна

$$f[\sigma_{\partial}(t) = \sigma_{\partial}(t) + \beta_0\sigma_{\partial}^2(t)]\,, \qquad (17)$$

где β_0 – функция уровня напряжений, получаем выражение для напряжений в древесине на уровне верхней (нижней) арматур в произвольной момент времени:

$$\sigma_{\partial}(t) = \left[\frac{e^{-\xi\cdot\varphi_t}}{1 + \beta_0\sigma_{\partial}\cdot(1 - e^{-\xi\varphi_t})}\right]\sigma_{\partial,} \qquad (18)$$

где σ_{∂} – соответствует моменту загружения и определяется по упругой стадии работы.

Выделив переменную часть (18) и обозначив ее как коэффициент влияние K_{∂} (перераспределения усилий в сечении), а конечное значение при $t=\infty$, как K_{∂} (t) имеем:

$$K_\partial = \left[\frac{e^{-\xi\cdot\varphi_t}}{1+\beta_0\sigma_\partial\cdot(1-e^{\xi\varphi_t})}\right] \quad (19)$$

или $$\sigma_\partial(t) = \sigma_\partial K_\partial(t) \quad (20)$$

При t=0 уравнение (14) имеет вид

$$\sigma_\partial = \frac{M_y}{I_\partial} - \mu\rho\delta_s \quad (21)$$

Вычитая (21) из (14) имеем

$$\sigma_s(t) = \left[\frac{1}{\mu\rho}(\sigma_\partial - \sigma_\partial(t) + \sigma_s)\right] \quad (22)$$

С учетом (18) при $\sigma_\partial = \sigma_s/n$; $E_s/E_\partial = n$ после преобразований $\sigma_s(t)$ для любого времени равно:

$$\sigma_s(t) = \sigma_s\left[1 + \frac{1}{n\cdot\mu\cdot\rho}\cdot\frac{(n+\beta_0\cdot\sigma_s)(1-e^{-\xi\varphi_t})}{1+\beta_0\sigma_s(1-e^{-\xi\varphi_t})}\right] \quad (23)$$

Аналогично, переменную часть (23) обозначаем как коэффициент влияния, определяющий рост напряжений в арматуре вследствие ползучести древесины:

$$K_s(t) = \left[1 + \frac{1}{n\cdot\mu\cdot\rho}\cdot\frac{(n+\beta_0\cdot\sigma_s)(1-e^{-\xi\varphi_t})}{1+\beta_0\sigma_s(1-e^{-\xi\varphi_t})}\right] \quad (24)$$

или $\sigma_s(t) = \sigma_s K_s(t)$, где σ_s соответствует t=0.

Для практических расчетов удобно использовать значений K_s; K_∂ график (рис.2) [2] или опытные значения φ_t по [3].

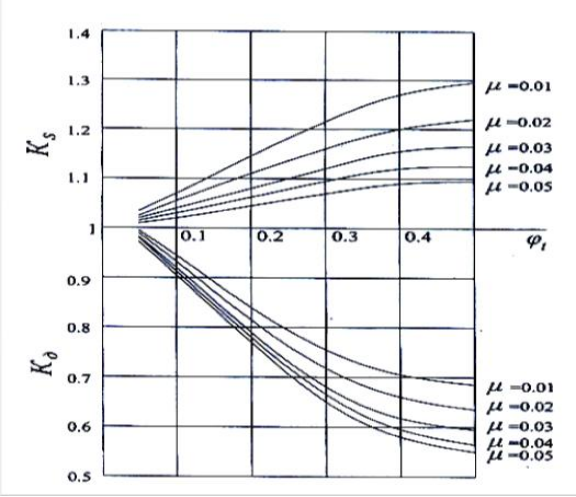


Рисунок 2. Зависимость изменения коэффициентов $K_s K_\partial$ от коэффициента армирования и характеристики ползучести древесины φ_t

Экспериментальные данные поведения армированных балок при длительном загружении получены испытанием лабораторных образцов (30 балок по три балки в серии, пролетами 2,25; 3 и 4,5 м).

Расхождение экспериментальных и теоретических прогибов составило -8+12% при уровне нагружения армированных балок, соответствующим нормативной нагрузке; -8,6+17% при нагрузке 0,5 $P_{разр}$; разница по напряжениям в арматуре (среднее значение) -7,6%.

Увеличение напряжений в арматуре в среднем составило 16,3%, что подтвердило факт перераспределения усилий между арматурой и древесиной при длительном действии нагрузки, повышение надежности и жесткость АДК.

Список литературы

1. *Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков. 1968, 321 с.*
2. *Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки. Текст докторской диссертации, 2009. 385 с.*
3. *Михайлов В.В., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет армированных деревянных конструкций с учетом ползучести. Монография. Инновации в строительстве и архитектуре. Владимир 2011. С. 36-75.*
4. *Смирнов Е.А. Прочность и деформативность клееных деревянных балок групповым армированием на части длины. 1986. 140 с.*

ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЁХПРОЛЁТНЫХ АРМИРОВАННЫХ БАЛОК

PLANNING FOR A PILOT STUDY THREE-SPAN REINFORCEMENT BEAMS

д.т.н., доцент ***Рощина С.И*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н. Г. Столетовых)*

к.т.н., профессор ***Смирнов Е.А.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н. Г. Столетовых)*

аспирант ***Сергеев М.С.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н. Г. Столетовых)*

студент ***Лисятников М.С.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н. Г. Столетовых)*

Roshchina S.I., Smirnov E.A., Sergeev M.S., Lisyatnikov M.S. *(Vladimir State University A.G. and N.G. Stoletovs)*

Аннотация

В статье рассмотрены вопросы проведения экспериментального исследования композитных трёхпролётных балок. Предложена методика и выполнено планирование эксперимента. Описана установка для испытания, приведена схема расположения измерительных приборов.

Abstract

The questions of the pilot study three-span composite beams. The technique and the design of experiments performed. Describes how to install, for testing is a diagram of the location of measuring devices.

Актуальность экспериментально-теоретических исследований армированных деревянных балок несомненны т.к. на сегодняшний день они малоизученны. Поэтому задачи при исследовании действительной работы балок следующие: выявление особенностей напряженно-деформированного состояния деревянных неразрезных трёхпролётных армированных балок; выявление особенностей перехода в предельное состояние и характер разрушения таких балок; определение величины разрушающей нагрузки; проведение сравнительного анализа результатов исследования неразрезных трёхпролётных армированных балок и разрезных балок с рациональным армированием.

Исследования проводились на моделях композитных балок сечением 80х40 мм. Конструкция балки приведена на рис.1.

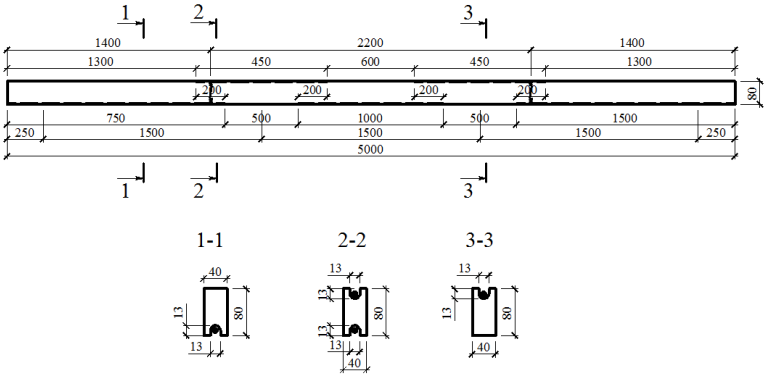


Рис.1. Конструкция и поперечный разрез композитной балки.

На основании полного геометрического подобия расчетный пролет принят равным 1,5 м. Высота сечения принимается равной 0,08 м, что составляет h/l =1/19. Ширина сечения принята равной 40 мм. Армирование балок производится стержнями класса А500 диаметром 8 мм, что составляет $\mu = 0{,}016$.

На основании этого следует, что условия полного геометрического подобия при проектировании моделей могут быть выполнены. Отсюда, по результатам эксперимента можно судить о прочности и деформативности натурных конструкций любых пролетов, поскольку метод полного геометрического подобия позволяет применять различные величины коэффициента масштабности.

Для изучения напряженно-деформированного состояния балок была принята четырёхточечная схема нагружения, которая с достаточной точностью имитирует эксплуатационную нагрузку – равномерно распределенную по пролету.

Установка для испытаний балок представляет собой стационарный стенд (рис.2), состоящий из реактивной балки, на которой расположены опоры для балок и передаточные валы диаметром 300 мм. Нагружение испытываемого образца происходит с помощью платформ, которые крепятся к передаточным валам. Через передаточные валы нагрузка увеличивается в 7 раз и передается на балку хомутами с деревянными подкладками. Нагрузка от балки передается на опоры через металлические распределительные пластины, закрепленные в опорных участках. Эти пластины обеспечивают прочность древесины на смятие в опорных участках конструкций.

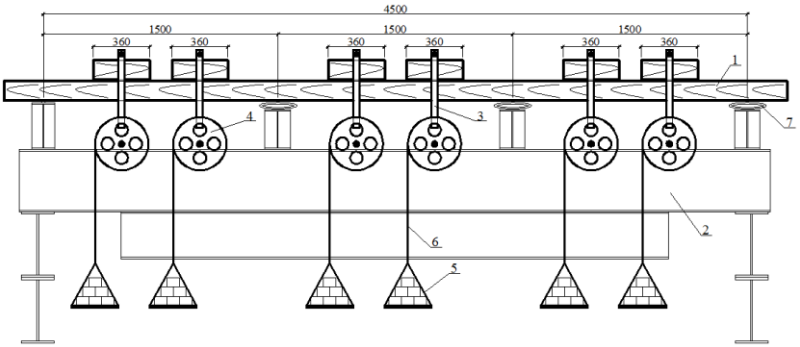


Рис.2. Схема экспериментальной установки:
1 – армированная деревянная балка; 2 – реактивная балка I №45+ I №30Б1; 3 – хомуты с деревянными подкладками; 4 – передаточный вал-катушка; 5 – корзины с грузом; 6 – тросики, 7 – динамометры.

Для обеспечения устойчивости балки были установлены дополнительные стойки, жестко соединенные с реактивной балкой.

Технико-экономические соображения и геометрические размеры экспериментальной установки показывают, что решение поставленных выше задач исследования целесообразно выполнить на модельных образцах.

Для проведения экспериментальных исследований композитных трёхпролётных балок выбран метод тензометрии, поскольку он дает количественную картину перемещений и напряжений, а не качественную. Для подтверждения теоретических исследований в данной работе важны численные значения напряжений.

Схема расположения измерительных приборов приведена на рис.3. Общий вид экспериментальной установки с испытуемой балкой приведен на рис.4.

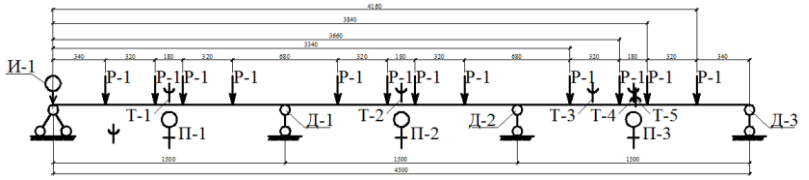


Рис.3. Схема расположения измерительных приборов
П-1 – прогибомер марки 6-ПАО; Т-1– тензометры Гукенбергера;
И-1 – индикатор часового типа; Д-1– динамометры.

Рис.4. Общий вид экспериментальной установки с испытуемой балкой

Испытание балок на вышеописанной установке с применением измерительных приборов, позволяет наиболее точно приблизить работу балки к реальным условиям эксплуатации. Таким образом, правильное планирование эксперимента и четкое соблюдение методики экспериментального исследования позволяют наиболее полно выявить особенности напряженно-деформированного состояния композитных трёхпролётных балок и перехода в предельное состояние, а также характер разрушения балок и определение величины разрушающей нагрузки.

Список литературы:

1. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. –М.: Стройиздат, 1976, с.32.
2. Иванов Ю.М. Инструкция по испытанию деревянных конструкций с определением несущей способности. М., ЦНИИСК, 1972.
3. Рощина С.И. Материалы докторской диссертации 2009 г.

УДК 624.072

АНАЛИЗ ПОДАТЛИВОСТИ РАМНЫХ УЗЛОВ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

ANALYSIS OF RIGIDITY OF BEAM TO COLUMN MOMENT CONNECTIONS WITH HIGH STRENGTH BOLTS

к.т.н. доц. ***Рюмин В.В.*** *(Харковский национальний университет строительства и архитектуры)*

Rumin V.V. *(Kharkov National University of Building and Architecture)*

АННОТАЦИЯ

В работе проведен анализ работы рамного узла крепления балки к колонне на высокопрочных болтах с использованием конечноэлементных моделей. В разработанных моделях учтены эффекты взаимодействия между контактирующими поверхностями отдельных деталей узла, натяжения болтов, а также физическая нелинейность материала всех элементов узла. В соответствии сметодикой Еврокод оценена вращательная жестокость рассмотренных узлов и проведена их классификация.

Ключевые слова: рамный узел, секщая вращательная жесткость, метод конечных элементов.

ABSTRACT

With help of finite element method analysis of rigidity of beam to column moment connections on high strength bolts carried out. Contact effects between separate components of studied connections and physical nonlinearity of its materials considered. On the basis of Eurocode approach rotation rigidity of studied connections estimated and they classified according to their rigidity.

Key words: moment connection, secant rotation rigidity, finite element method.

Введение

Традиционный метод расчета соединений металлических конструкций предполагает рассматривать два идеализированных типа узловых соединений – жесткое соединение и шарнирное соединение. Вместе с тем в нормах и пособиях по проектированию узлов стальных конструкций [1-3] они оцениваются на основании степени их податливости, при этом вводится понятие «полужесткий узел», приводятся методики по оценке жесткости соединений. В соответствии с указаниями [1] делать вывод о жесткости узла следует на основании зависимости «момент – угол поворота узла» (M-θ) (рис.1). Проводить такую оценку удобнее всего с использованием численных моделей, поскольку проведение натурных экспериментов весьма дорого. В работе анализ рассмотренных узлов осуществлен с учетом опыта зарубежных публикаций по данной тематике [4-7].

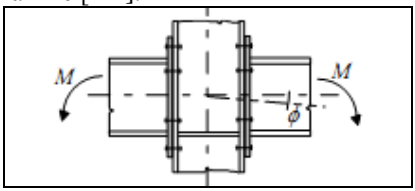


Рис.1 Схема принятая в [1] при определении зависимости M-θ

Геометрические размеры и детали узла

Геометрическая схема прототипа узла приведена на рис.2. Размеры элементов узла приведены в табл.1. Толщина фланца 20мм, ребер жесткости - 12мм. Присоединение балки к колонне выполнено на высокопрочных болтах. Болты приняты из стали 40Х (класс прочности болтов 10.9).

Табл.1 - Размеры элементов модели

	Высота сечения, мм	Толщина стенки, мм	Ширина пояса, мм	Тощина пояса, мм
Балка	300	8	200	12
Колонна	300	8	250	12

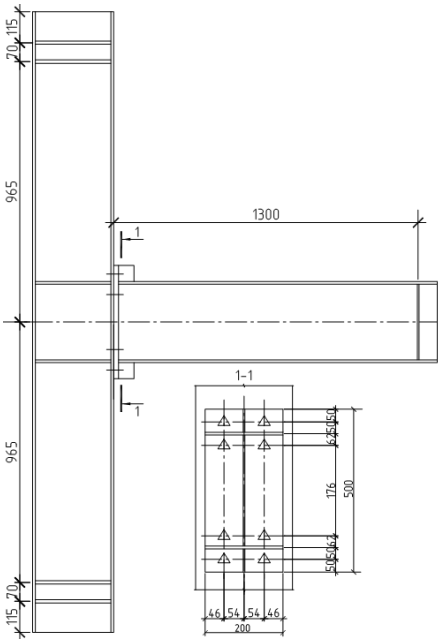


Рис.2 Геометрическая схема прототипа узла

Конечноэлементная модель узла

Расчет узлов проводился методом конечных элементов с использованием ПЭВМ. Общий вид и детали разработанных моделей приведены на рис. Колонна, ребра жесткости, балка, болты покрыты сеткой 20-узловых объемных конечных элементов типа SOLID 187.

Взаимодействие между фланцем балки и поясом колонны моделировалось путем создания контактных пар из элементов, описывающих целевую поверхность (элемент TARGE170) и контактную поверхность (элемент CONTAC 174). Натяжение болтов осуществлялось за счет температурных деформаций в соответствии с указаниями [4]. Общий вид модели и ее отдельные фрагменты приведены на рис. 3.

С целью уменьшения числа конечных элементов и снижения затрат машинного времени было сделано следующее:

1. Учтено свойство геометрической симметрии прототипа узла, путем задания необходимых граничных условий.
2. Сеткой конечных элементов покрыт участок балки длиной

3. Нагрузка прикладывается на одноузловой элемент типа MASS 21, и передается на конечные элементы балки с использованием интерполирующих элементов типа RBE.

Одноузловой конечный элемент принят в качестве следящего элемента, по данным о его перемещений и углов поворота на шаге нагружения строились соответствующие графики.

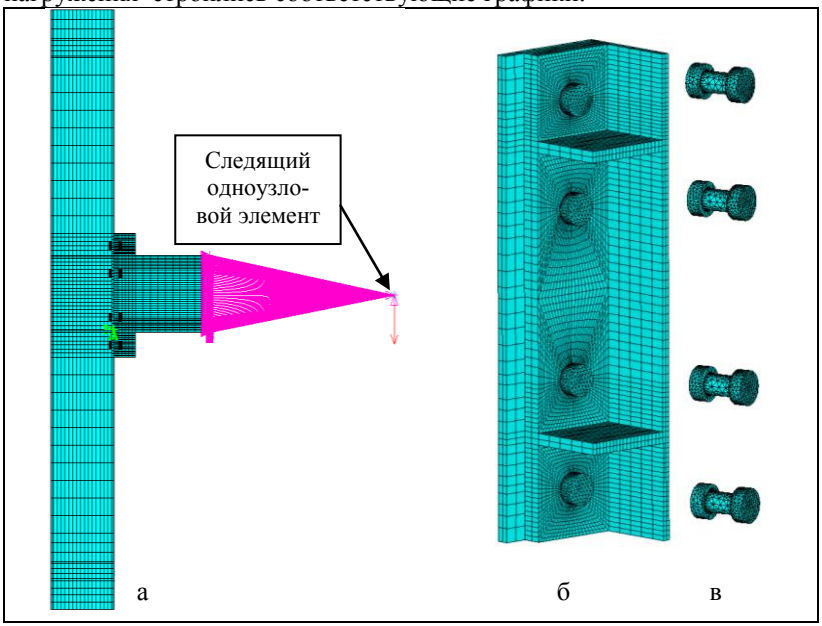


Рис.3 Конечноэлементная модель: а- общий вид модели; б-фрагмент модели в месте примыкания балки к колонне; в- модель болтов

С целью изучения влияния отдельных элементов узла на его вращательную жесткость варьировалось количество и расположение ребер жесткости. Были разработаны варианты модели: У1- ребра жесткости на стенке колонны и на балке; У2-ребра жесткости на стенке колонны; У3 - ребра жесткости на балке; У4- без ребер жесткости.

Свойства материалов модели

Балка, колонна, ребра жесткости, фланец: зависимость «σ-ε» материала этих элементов описывается диаграммой идеального упруго-пластического тела (диаграмма Прандтля). Модуль упругости E=210000 МПа, коэффициент Пуассона - 0.3, предел текучести - 240 МПа.

Болты: Зависимость «σ-ε» материала болтов принята по данным работы [7].

Коэффициент трения между контактирующими поверхностями компонентов узла принят равным 0.44.

Нагрузка

Нагрузка прикладывалась в виде сосредоточенной силы. Величина сосредоточенной силы, принята исходя из значения максимального изгибающего момента, определенного с учетом развития пластических деформаций для принятого в работе сечения балки по методике [8], и составляет 170 кН, ($М_{пр}$=221 кН*м). Нагрузка прикладывалась пошагово с автоматическим выбором шага нагружения. Усилие натяжения болтов 150 кН.

Результаты расчета

Поскольку конечноэлемнтный анализ выполнен для половины модели, то все полученные результаты увеличены в два раза. На рис. 4 приведены схемы деформации рассмотренных моделей в предельном состоянии.

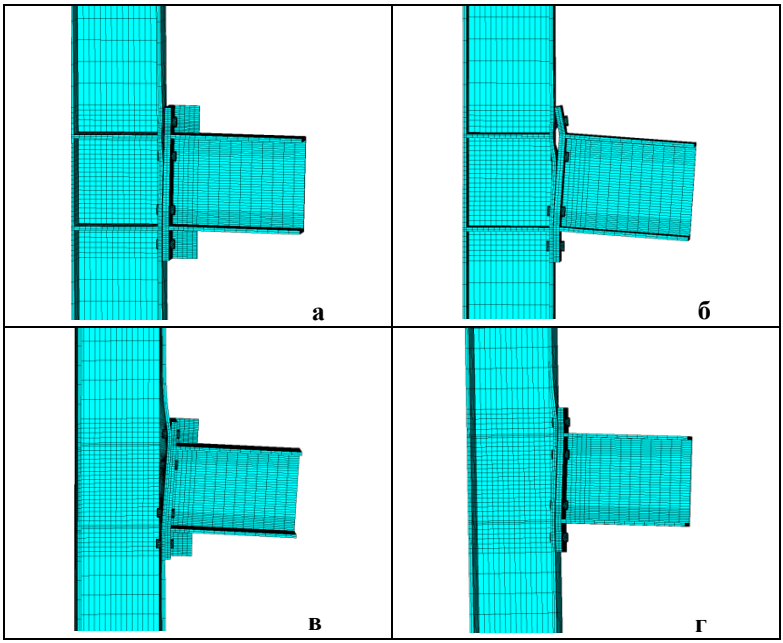


Рис. 4 Схемы деформации расчетных моделей при исчерпании несущей способности: а-У1; б-У2; в-У3; г-У4

Наименьшая несущая спсобность выявлена у узла У4. Постановка ребер жесткости как по стенке колонны так и на балке приводит к значительному увеличению несущей способности узлового соединения (узел У1). Несмотря на наличие ребер жесткости (узел У1) происдиттгиб части полки колонны, поэтому целесообразно в этом месте делать более толстую вставку.

На рис. 5-7 приведены зависимость угла поворота следящего элемента от величины нагрузки для расмотренных схем узлов.

В соответствии с указаниями [1] для оценки жесткости узла необходимо определить его секущую вращательную жесткость при значении изгибающего момемнта равном 2/3 от $M_{пр}$ балки и сравнить полученное значение с изгибной жесткостью балки EI_b/L_b. Узел считается жестким если значение секущей вращательной жесткости (S_j) больше заданного минимального значения ($25EI_b/L_b$ - для рам каркасов без связей). Узел считается шарнирным если значение секущей вращательной жесткости (S_j) меньше значения $0.5EI_b/L_b$. Узлы, секущая вращательная жесткость которых находится в интервале этих значений считаются полужесткими.Оценить секущую вращательную жесткость по результатам расчета рассмотренных узлов можно для узлов У1, У2 и У3. Исчерпание несущей способности узла У4 произошло при значении $M<2/3M_{пр}$. При определении изгибной жесткости балки ее пролет был принят равным 5м. Результаты расчетов сведены в таблицу 2.

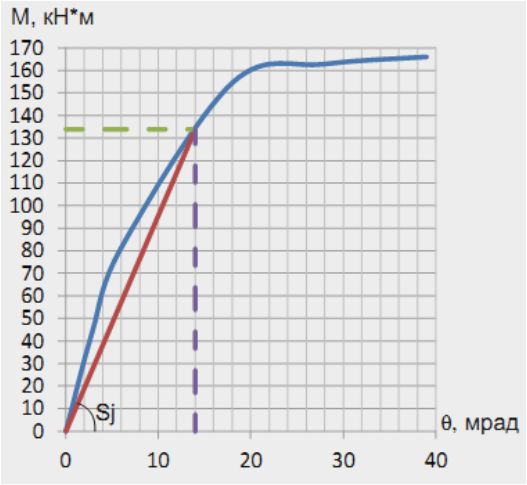


Рис. 6 Зависимость M-θ для узла У1

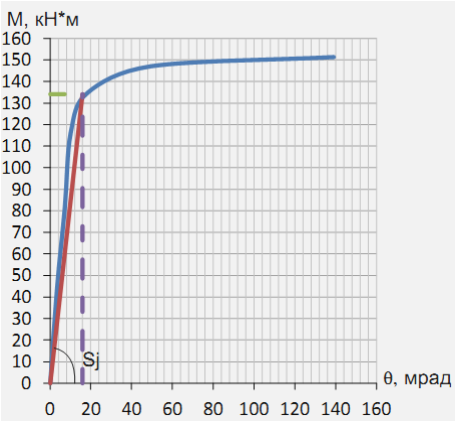


Рис.7 Зависимость М-θ для узла У2

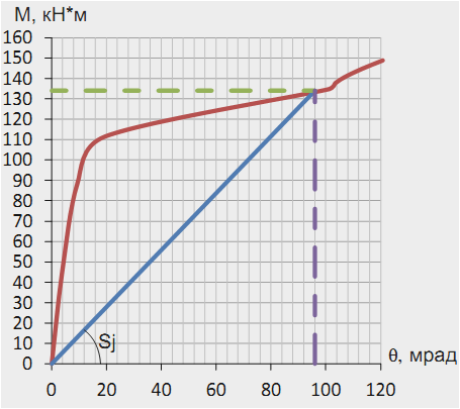


Рис.8 Зависимость М-θ для узла У3

Табл. 2 - Результаты определения жесткости узлов по методике [1]

Узел	$M/M_{пр}$	2/3M, кН*м	θ, мрад	S_j, (кН*м/рад)	$S_j/EI_b/L_b$	Классификация
У1	0.7514	134.0	14.0	9500.0	1.86	полужесткий
У2	0.6844	134.0	16.0	8312.5	1.63	полужесткий
У3	0.6840	134.0	96.0	1385.4	0.27	шарнирный
У4	0.5418	134.0	-	-	-	шарнирный

Выводы: Проведеные расчеты показали, что узлы У1-У2 можно классифицировать как полужесткие, а узлы У3-У4 как шарнирные. Вращательную жесткость узла можно повысить как за счет постановки ребер жесткости, так и за счет увеличения жесткости его элемнтов.

Список источников

1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints 130 p.
2. Moore D.B., Wald F. Design of structural connections to Eurocode 3 Frequently asked questions. - Building Research Establishment Ltd, Watford 140 p.
3. Joints in steel constructions - Moment Connections, BCSA/SCI Pub. No 207/95
4. Jeong Kim, Joo-Cheol Yoon, Beom-Soo Kang. Finite element analysis and modeling of structure with bolted joints. - Applied mathematical Modeling 31 (2007). - p. 895-911
5. Ali Abolmaali, John H. Marthys. Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections. - Journal of constructional steel research 61 (2005). - p. 1595-1612
6. A.M. Citipitioglu, R.M. Haj-Ali, D.W. White. Refined 3D finite element modeling of partially restrained connections including slip. - Journal of constructional steel research 58 (2002). - p. 995-1013
7. Gang Shi, Yongjiu Shi, Yuanqing Wang, Shaofu Li, Hong Chen. Finite Element Analysis and Tests on Bolted End-Plate Connections in Steel Portal Frames. - Advances in Structural Engineering Volume 7, Number 3 / July 2004**.** - p. 245-256.
8. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции.-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. - 96с.

УДК 624.011.1: 674.028.9

СОВРЕМЕННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СОСТОЯНИЕ, ТЕНДЕНЦИИ И ПРОБЛЕМЫ.

MODERN WOODEN DESIGN. CONDITION, TENDENCIES AND PROBLEMS.

Серов Е.Н., д. т. н., проф. (СПбГАСУ).

О роли ДК в нашей стране, да и в мировой практике, написано много в учебниках, сборниках, в научной и другой специальной литературе. Роль эта огромна, особенно в периоды военного лихолетья.

Рассуждать о временах, когда древесина была основным строительным материалом, видимо, нет необходимости – интереснее оценить место ДК сегодня в ряду конструкций из других, появившихся позднее и ставших уже традиционными, материалов. За период прошлого и текущего веков ДК у нас то получали импульс развития, то становились опальными. Иными словами, развивались не по спирали, а волнами – как всплески. И это не по причинам субъективных пожеланий специалистов, мягкости или жесткости чиновников, любящих обвинять древесину во всех грехах, говорящих с видом знатоков, что она гниет и горит и считающих, что ею выгоднее торговать, чем строить.

Неуклонное расширение применения ДК во всем мире обусловлено прежде всего объективными причинами. Достоинств у природного полимера и конструкций из него много - перечислять можно долго. Самое основное, и это не скинешь с чаши весов – древесина – единственное сырье, самовозобновляемое на поверхности Земли с помощью колоссальной энергии Солнца:

Не растет цемент извека,
И железо не растет.
Лес – богатство человека
Каждый год весной цветет…

Энергоемкость получения сопоставимой единицы пилопродукции от 4 до 123 раз меньше, чем других традиционных материалов. Что касается гниения и горения древесины, другие материалы не менее прекрасно горят, соединяясь с кислородом и встречая агрессивные среды. Только пламени нет. Например, по данным американского института строительства ежегодные потери США от пожаров

составляют 885 млн., а от коррозии металлов - 5,5 млрд. долларов, то есть в 6,2 раза больше. Причем, в США из совокупности основных строительных материалов древесина составляет около 60%. Производство же современных КДК до развала СССР было в 10 раз больше, чем у нас, хотя выпуск и применение этих конструкций отечественными предприятиями находился на гребне волны.

Позитивного отечественного опыта производства и применения ДК обычно выделяют три. Ковальчук Л.М. называет их даже периодами. Первый по /1/ начинается с 1943 года, а «перестал существовать» - в 1955г. Второй повторился с 1973 по 1988 гг, третий – с 1992. Конкретные даты – дело дискуссионное, четче они увидятся на расстоянии, но в целом пики всплесков проходили в эти промежутки времени. Первый период, на мой взгляд, конечно же начался значительно раньше. Вспомним хотя бы уникальнейший справочник проектировщика, сданный в набор 21 февраля 1936г. А ведь его еще надо было написать (955 стр.) большим коллективом специалистов. Ничего подобного больше нигде и никогда не издавалось. Нельзя не вспомнить даже 1929г, когда впервые в мире были опубликованы технические условия и нормы проектирования ДК, свидетельствующие о безусловном приоритете отечественной науки в этой отрасли знаний /2/. Кстати, переизданы они были в 1931, 1938 и 1940гг, а последняя редакция не знает себе равных из всех последующих СНиП ни по объему (191 стр.), ни по содержанию. В 1930-е годы в стране возводилось множество зданий и сооружений с использованием ДК - дощато-гвоздевых, на гладких кольцевых шпонках и других соединениях в виде балок, рам, арок, ферм и даже пространственных конструкций. Все это отражало успехи нашей страны, достигнутые в годы довоенных пятилеток в теории и практике применения ДК. Недаром мы еще помним крылатую фразу Серго Орджоникидзе о том, что под легкими деревянными крышами рождалась наша тяжелая промышленность. В эти же годы были созданы кафедры ДК сначала в Москве, потом – в Ленинграде. Уникальным является и двухтомный учебник по ДК 1942 и1943гг суммарным объемом в 101 печатный лист. Все остальные учебники (1952, 1962, 1975, 1986 и 2004гг – последний переиздан в 2007 и 2010гг) с каждым выпуском становились все худощавее, куда не вмещались не только новые научные достижения в обсуждаемой отрасли знаний, но и старые усекались.

За годы первого довоенно-послевоенного периода правительство высоко оценивало труд специалистов. В 1952г целая группа «деревянщиков» была награждена сталинской премией, основатель нашей кафедры В.Ф. Иванов дважды награждался высшим в те времена

Орденом Ленина, в частности, за спасение ДК зданий и сооружений во время и после войны. Лишь с изменением технической политики, начиная с постановления правительства 1955г о всемерном поощрении внедрения сборных ЖБК и волюнтаристском снижении цен на них, древесина у нас стала опальным материалом, а с нею и конструкции, и специалисты.

Второй период зародился на фоне большого отставания страны с огромными лесными богатствами от зарубежного опыта производства и применения новых большепролетных КДК. Истоками их биографии можно считать получение первых патентов: на КДК О. Гетцером и на синтетическую смолу – Л. Бакеландом в 1907г. Процессы склеивания и формирования КДК на заводах неизмеримо расширили архитектурные и инженерные возможности конструкций из древесины и фанеры, Фанеру, кстати, изобрел наш отечественный авиаконструктор О.Костович еще в 1882г – за 15 лет до патента О.Гетцера. Склеивание в развитии ДК даже значимее сварки в развитии МК, так как не связано с вредными технологическими напряжениями. Технологические потери прочности встречаются и в КДК при склеивании, например, участков большой кривизны, но они связаны не с клеем, а лишь с гнутьем досок и легко могут быть локализованы до пренебрежимо малых величин при использовании тонких досок и, особенно, шпона. Причем лущение его – практически безотходный процесс. Обсуждаемый второй период может быть и продлился бы, но грянула перестройка, пришла смута. («Поднялась в Державе смута – это выгодно кому-то»).

После второго периода в /1/ нижней отметке волны отводится всего 4 года – с 1988 по 1992. Я, например, не ощутил подъема производства и применения ДК в 1992г, - он если и наступил, то намного позднее. Наоборот, в это время гибли заводы и цеха КДК. Сначала вследствие «голодного пайка» - кругляк бурным потоком пошел за рубеж:

Шустро снуют лесовозы по трассам,
Рельсы гудят от вагонов с сырьем.
Первые в мире по лесозапасам
Губим леса и кругляк продаем.

Или: Корабельный русский лес
Гнал в Европу новый «Крез»,
Но открыв «Клондайк» финансам,
Торговал им, как балансом…

Позднее – по причине сдачи на металлолом оборудования, приобретенного за золотые рубли. О начале третьего периода можно, видимо, говорить опираясь на фактический выпуск продукции, а в 1992г из 20 заводов и цехов КДК практически эти конструкции не выпускал ни один. Только позднее вступил в строй цех в г. Королеве, выпускавший элементы лишь до 18м длиной, хотя его продукция получила широкое распространение. Выпускаются КДК в Смоленске, в Нижнем Новгороде и кое где еще. В нашем регионе взамен двух сгинувших, в 2007г открылся мощный цех КДК на базе Ижорских заводов в Колпино. Производство различных конструкций и элементов из клееной древесины налажено и в некоторых других деревообрабатывающих предприятиях.

Для второго периода характерно тесное сотрудничество производства с наукой. Практически все заводы и цеха КДК, особенно вновь открывающиеся курировались специалистами из НИИ, вузов и других организаций отрасли. Был и большой спрос на КДК развивающегося сельского строительства в рамках решения Продовольственной программы страны. Благодаря творческим связям, например, в нашем регионе выпуск КДК сначала был налажен в Колпино в системе Главзапстроя (трест 41), затем в Лодейном Поле, а после 1980г – в Ленинградском цехе КДК на базе ДОЗа №1. Причем, кроме заложенного изначально выпуска прямолинейных элементов на оборудовании, купленном за 1,3 млн золотых руб., совместно с нашей кафедрой была разработана технология тонкостенных клеефанерных (павильон лечебной физкультуры в пос. Репино) и гнутоклееных рам (каркасы теплиц для фирмы ЛЕТО в Янино, 44 здания птицефабрики «Гранит» в Карабицино). Во второй период проектирование различных конструкций и систем из клееной древесины и водостойкой фанеры вели подразделения многих ведущих проектных институтов. В нашем городе, например, действовал сектор деревянных конструкций в одном из головных институтов – ПИ 1. Сначала сектор возглавлял Ю.П. Юдин, а затем – С.Ю. Табунов – к.т.н., бывший аспирант нашей кафедры.

В настоящее время проектированием КДК в полную силу, к сожалению, занимается лишь отдел ДК ЦНИИСК. Честь и хвала сотрудникам отдела, спроектировавшим конструкции для множества объектов. Вместе с тем, этим должны заниматься проектные институты, а не единственный в стране головной НИИ по строительным конструкциям. ОДК ЦНИИСК в первую очередь должна заботить координация деятельности всей отрасли, выпуск Указаний, Инструкций,

Рекомендаций и Руководств для проектировщиков, а главное – основного нормативного документа – строительных норм и правил по проектированию ДК! Действующие до 2011г. СНиП 11 – 25 – 80 не обновлялись 30 лет! Они безнадежно устарели, в то время как учеными отрасли защищены десятки кандидатских и 15 докторских диссертаций, достигнуты существенные результаты, не менее значимые, чем за рубежом. Например, в петербургской научной школе дополнительно к принципу дробности, открытому Г.Г.Карлсенм еще в 30-е гг, сформулированы принципы рационального конструирования КДК: «следящей ориентации» («коаксиальности полевого и материального тензоров напряжений») в наиболее ответственных узлах конструкций, «равнопрочности элементов с узлами их сопряжения», а также «принцип струны». Первый заключается в согласовании полей действующих напряжений с полями сопротивлений сильно анизотропного материала, второй – в устранении дисбаланса прочности элементов КДК и их узлов. Третий реализуется при усилении и сплачивании элементов конструкций с помощью вклеенных или ввинченных стержней, значительно лучше работающих на растяжение, чем на изгиб. Например, в уникальных арках пролетом 63м Дворца спорта в Архангельске по результатам испытаний одной конструкции в 1977г, в которой растягивающие главные напряжения раньше других оказались запредельными, они были оценены и локализованы предложенным нами способом. Обоснованы и предложены методы оценки прочности криволинейных участков КДК по формулам расчета кривых брусьев, а не по формуле Навье. Выявлена и обоснована особая опасность напряжений, растягивающих клееную древесину поперек волокон в окрестностях сосредоточенных сил, в том числе опорных реакций. Раскрыта необходимость и разработана методика дополнительной критериальной оценки прочности КДК с учетом всех компонент НДС, а не только максимальных напряжений. Обоснована необходимость и предложен метод расчета зубчато-шипового клеевого соединения в местах возможного и обычно наблюдаемого разрушения. Предложено, защищено авторским свидетельством и апробировано на заводах формирование различных видов КДК из элементов, полученных путем раскроя простых заготовочных блоков. Эти и другие предложения по совершенствованию новой редакции норм были направлены в ОДК ЦНИИСК и опубликованы /3/. Однако выпущенный в свет СП /4/ не содержит этих и многих других достижений отечественной науки, но наоборот, допущены грубые промахи. Приведу два примера.

Совершенно правильно в СП не включен пресловутый рис 6,в из старых СНиП 11-25-80 с рекомендациями по склеиванию крупных клееных блоков под большими углами. Однако, взамен ничего не дано, хотя экспериментально и теоретически доказана возможность подобного стыкования вдоль волокон. Конечно, любое конкретное решение должно иметь обоснование, в том числе расчетное.

Второй промах связан с использованием понижающего коэффициента на характеристики длительно работавшей древесины. Вместо умножения расчетное сопротивление делится на этот коэффициент, что приводит к нонсенсу: материал по каким-то сверхестественным причинам через 50 – 100 лет становится на 10% прочнее. По исследованиям ЛИСИ и опубликованным еще в 1988г /5/ коэффициентов несколько: их величины зависят и от вида НДС, и от сроков службы. В белорусских Нормах проектирования ДК этих коэффициентов, отличных от единицы, шесть. И все они умножаются на соответствующие расчетные сопротивления и понижают их.

В волновой кривой развития конструкций из древесины опасна не только жесткая опала чиновников всех рангов на спаде и нижней отметке, но и негативные явления на подъеме. Здесь в нашу когорту обычно вливались специалисты, иногда не состоявшиеся в других отраслях знаний.

Приходят к нам подобные «Атланты»,
Садятся в кресло и, доспехами гремя,
Громят успехи, коллективы и таланты…

Опасными являются также рождающиеся убеждения, что в КДК полностью устранены недостатки конструкций из цельной древесины. Отнюдь! Многие, но не все. Наоборот, возникли новые специфические «парадоксы» и недостатки. Еще в гнутоклееных рамах фирмы Гетцера на растянутых скошенных кромках «вдруг появлялись» защепистые трещины и отрывы. Оказалось, что даже при плавной подрезке клееных блоков для формирования сбежистости элементов КДК, в них могут возникать дополнительные касательные и нормальные напряжения, растягивающие древесину поперек волокон. Также «вдруг» по зарубежной публикации уже 1976г появлялись трещины в гнутоклееных балках. Растягивающие древесину поперек волокон напряжения хотя и малы по величине, но сопоставимы с соответствующими сопротивлениями клееной древесины, степень анизотропии которой существенно увеличилась по сравнению с цельной. Вдоль волокон сопротивления возросли за счет удаления круп-

ных пороков и сращивания досок по длине, рассредоточения оставшихся мелких в клееном пакете, повышения однородности материала и проч. Поперек волокон, наоборот, характеристики уменьшились вследствие склеивания слоев с неизбежными перерезанными волокнами на пласти. Это происходит при распиловке всегда сбежистых бревен и присучкового косослоя, а также при перерезании сучков, которые потом приклеиваются к смежным слоям преимущественно практически поперек волокон.

В современных КДК с подрезками и уступами еще при проектировании закладывается неизбежность возникновения трещин отрыва, - требуется их усиление еще до приложения нагрузок. Ярким примером могут служить гнутоклееные рамы с уступом в ригеле (серия 1. 822 – 1 вып. 1 и 2). Возникающие чаще у основания уступа в ригеле трещины иногда доходят до опорного узла в стойке. Такая ситуация наблюдалась нами в зернохранилище пос. Выра, Ленинградской обл., в одной из кошар под Абаканом и в ДОЦ-е Приозерского комбината. Иными словами, «улучшение» конструкции с технологической точки зрения перевело эти ДГР из разряда самых надежных и большепролетных рам в ненадежные. Можно привести и другие подобные примеры (рамы РД, РДП, арки типа МДА, АМД).

Не менее тревожными намечаются тенденции современных подходов к направлениям развития производства и применения КДК. Здесь просматриваются три аспекта, связанные с проектированием, ассортиментом выпускаемой продукции и сотрудничеством науки с производством. Вместо солидных институтов появились проектные конторы с ограниченной ответственностью (ОО), не обремененные отсутствующими указаниями и другой нормативной документацией, написанной «по последнему слову науки и техники». В результате в конструкции из мощных клееных блоков иногда закладываются узлы, разработанные более полувека тому назад для ДК, но не получившие применения, и тем более не пригодные для КДК.

Вновь вступившие в строй заводы нацеливаются на выпуск не конструкций как систем, требующих только укрупнительной сборки на строительной площадке, а неких унифицированных элементов /1/. Проблемы узлов сопряжения элементов при формировании КДК оказываются за пределами и обсуждений, и заводского изготовления. А разработка сложных инженерных узлов и сегодня остается первостепенной проблемой и отправлять их решения на строительную площадку - значит открывать путь дискредитации КДК. Эта проблема, на мой взгляд, должна стать главенствующей в научных поисках наших молодых коллег – аспирантов и соискателей. Сопряжения прямоли-

нейных унифицированных элементов в системы КДК, особенно под углами, на мой взгляд легко реализуемы, если кроме «погонажа» из ЛВЛ наладить изготовление гнутоклееных заготовок. Исходный материал – шпон толщиной 3,2мм позволяет легко это осуществить. Связь науки с производством сегодня во многом уступает тому творческому сотрудничеству, которое действовало во второй период становления подотрасли. И если объединение усилий технологов, конструкторов, производственников и ученых не наступит, гребень волны – всплеск окажется коротким и совсем не потому, что на КДК спрос невысок. Конструкции, а за ними и материал могут получить очередную дискредитацию, которая иногда уже просачивается. Например, на третьем Съезде ассоциации деревянного домостроения 27. 11. 2009г ко мне обратился один из президентов ассоциации с сомнением по поводу стыкования «на ус» всех 22 слоев досок в середине пролета 12-метровой балки. Я поддержал сомнение и спросил: «А каков уклон заусовки?». Ответ прозвучал как гром: « 1 к 1 !». То есть стык досок «на ус» в балке выполнен под 45^{o}! После разных слов, пришлось разъяснить, что даже принятый нормами уклон «уса» 1 к 10 – только грубое приближение к природному. Длина клетки древесины примерно в 70 раз больше ее поперечных размеров. Следовательно, в природе уклон «уса» равен 1/35 в ту и другую стороны. Президенту было предложено немедленно до снегов демонтировать балку и заказать новую, - пусть она будет дороже, но грамотно изготовлена.

Кроме отмеченных здесь проблем, есть, конечно, и другие. Все они могут быть решены только общими усилиями, а отношению к древесине полезно поучиться за рубежом.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Ковальчук Л.М., Пьянов А.И. Необходимость перехода на создание клееных деревянных конструкций из унифицированных элементов // Деревообрабатывающая промышленность – 2008, №6. – С 12-20.
2. Большаков В.В. Развитие деревянных конструкций в СССР / Автореф. … дра наук. – М. – 1960. – 56 с.
3. Серов Е.Н. Рекомендации к совершенствованию норм проектирования деревянных конструкций // Изв. Вузов. Строительство. – 2003, - С 9 – 16.
4.СП 64.13330.2011 Свод правил Деревянные конструкции Актуализированная редакция СНиП 11-25-80. – М. – 2011 -141с.
5. Терентьев В.Я., Никонов И.Н., Сушинская Р.И. Механические свойства древесины сосны после длительной эксплуатации в несущих конструкциях /Деревообрабатывающая промышленность. – 1988 - №7 – С15-17.

УДК 624.011.0:624.078.42

К РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ OSB И НАГЕЛЬНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ.

ассистент А.В. Синцов (*Национальная академия природоохранного и курортного строительства)*

CALCULATION OF WOOD COMPOSITE I-BEAMS WITH WALLS MADE OF OSB AND NAGELNYMI BELTS COMPOUNDS WITH THE WALL.

A.V. Sintsov (National Academy of Nature Protection and Health Resort Development)

Аннотация. Рассмотрена методика расчета составных деревянных балок со стенкой из OSB и нагельными соединениями поясов со стенкой.

Ключевые слова: Плита OSB, деревянные бруски, стальные нагели, механические характеристики.

Annotation: The method of calculation of composite wood beams to the wall of the OSB and nagelnymi connections with the wall zone.

Keywords: Plate OSB, wood blocks, steel pins, the mechanical characteristics.

Постановка задачи.

Украина находится на 9 месте среди государств Европы (не считая Россию) по наличию лесных массивов и ежегодно Украина заготавливает 15 млн. кубометров древесины. Поэтому запас, который Украина имеет - это запас на 300 лет. Это при условии, если не будут высаживаться новые леса на месте срубленных деревьев, и не создаваться новые. Общая площадь земель лесного фонда равна 9.5 млн. га, что составляет 15,7% территории Украины [1]. На сегодняшний день в отдельных областях Украины активно развивается отрасль строительства - каркасное домостроение малоэтажных зданий с применением деревянных составных двутавровых балок и стоек.

На кафедре МДК НАПКС разработана конструкция составной двутавровой балки, в которой в качестве стенки применен материал OSB (oriented strand board) [2]. На рынке Украины данный материал появился сравнительно недавно, но благодаря высоким механическим характеристикам - достаточная прочность, относительно высокая водонепроницаемость, хорошая гвоздимость, нашел широкое

применение при изготовлении составных деревянных конструкций зданий и сооружений.

В зарубежной литературе [3, 4, 11, 12] приведены данные о механических характеристиках OSB-3 и ее соединениях. Однако при выполнении прочностных и дефомативных расчетов при компоновке сечений составной балки необходим коэффициент Пуассона, значение которого для OSB в литературе отсутствует. На кафедре были проведены исследования по определению коэффициента Пуассона для OSB, результаты исследований опубликованы [9, 10].

Цель работы:

Разработать методику подбора и проверки составных деревянных балок со стенкой из OSB и нагельными соединениями поясов со стенкой.

Для решения поставленной задачи были использованы существующие методики сечений составных деревянных балок с разномодульными элементами [5, 6, 7, 8, 14] и результаты исследований работы составных деревянных балок с нагельными соединениями ориентированно-стружечной плиты OSB-3 и поясов из деревянных брусков, проведенных в лаборатории деревянных конструкций НАПКС [9 - 11].

Решение задачи.

Несущая способность и деформативность составных балок со стенкой из OSB и нагельными соединениями поясов со стенкой будет зависить от количества и способа установки нагелей в поясном соединении.

Предлагаем использовать усовершенствованную методику расчета составных сечений с разномодульными элементами.

Поперечное сечение составной балки закомпонуем следующим образом (рис.1):

- полки из мелкоразмерных деревянных брусков размерами h_n *x* b, примыкают к стенке из OSB по бокам;

- стенка из листа OSB размерами H *x* δ.

Геометрические характеристики составного сечения определим следующим образом:

Момент инерции брутто приведенных поперечных сечений относительно нейтральной оси:

$$J_x = \frac{\delta \cdot H^3}{I^2} \cdot \frac{E_{OSB}}{E_1} + \gamma \cdot \sum_{I=1}^{n} n \cdot A_i \cdot a_1^2 \qquad (1)$$

где E_{OSB}, E_1 - модули упругости соответственно OSB и дерева,

кН/см^2;

$A_i = 2 \cdot b \cdot h_n$ - площадь пояса, см^2;

n - количество поясов;

$\gamma = \dfrac{1}{1+k}$ - коэффициент, зависящий от типа нагеля и щага нагелями [13];

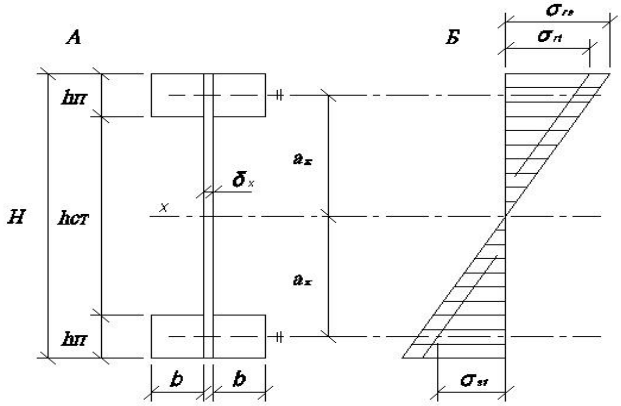


Рис.1. Данные к расчету. А- поперечное сечение составной двутавровой балки; Б- эпюра нормальных напряжений в поперечном сечении составной двутавровой балки.

$k = \dfrac{\pi^2 E_c n_1 A_1 l'}{l^2 c}$ – коэффициент податливости [13];

где $E_c = E_{OSB}$ - модуль упру гости материала стенки кН/см^2;

$n_1 = E_n / E_c = E_1 / E_{OSB}$ - отношение модулей упругости материала пояса и стенки;

$A_1 = A_i$ - площадь пояса;

l' - расстояние в сантиметрах между нагелями (l', $k = 0$ и $\gamma = 1$ - неподатливое соединение).

c - погонное сдвиговое усилие в соединении, кН/см [13].

l - пролет балки, см.

Момент сопротивления определяем по формуле

$$W_x = \frac{2 J_x}{H} \qquad (2)$$

Проверка прочности сечения по нормальным напряжениям:

Максимальное напряжение по сечению в сжатой зоне

$$\sigma_{r1} = \pm \frac{M}{J_x}\left(\gamma \cdot a_1 \cdot \frac{A_1}{A_{1n}} \pm \frac{h_n}{2} \cdot \frac{J_1}{J_{1П}} \right) \le R_n \qquad (4)$$

где M - максимальный изгибающий момент, кН* см;

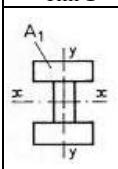
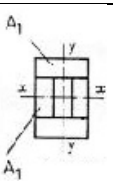
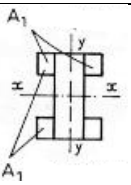
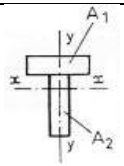
A_1 - полная площадь поперечного сечения пояса, см^2;

$A_{1П}$ - площадь поясных брусков, см2;

J_1 - полный момент инерции пояса относительно центра тяжести составного сечения, см^4;

$J_{1П}$ - собственный момент инерции пояса относительно собственных осей, см^4.

Погонное сдвиговое усилие в соединении c ,кН/см [13]. Таблица 1

Ориентации осей	Вид соединения		Тип 1	Тип 2	Тип 3	Тип 4
						
х-х	Гвозди, шурупы	Простой сдвиг	6	6	9	6
		Двойной сдвиг	14	-	18	-
у-у		Простой сдвиг	-	9	6	-
		Двойной сдвиг	-	18	14	-
х-х	Болты		150 для допустимой нагрузки до 16 кН			
			225 для допустимой нагрузки от 16 кН до 30 кН			
у-у			150 для допустимой нагрузки свыше 30 кН			

Максимальные нормальные напряжения в растянутой зоне (по ребру тяжести растянутого пояса):

$$\sigma_{s1} = \frac{M}{J_x} \cdot \gamma \cdot a_1 \cdot \frac{A_1}{A_{1П}} \le R_p \qquad (5)$$

где R_p - расчетное сопротивление растяжению древесины I (II) сорта, кН/см^2.

Проверка прочности составного сечения по максимальным касательным напряжениям:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{J_x \cdot \delta}\left(\gamma \cdot S_1 + S_3\right) \le R_{скл} \qquad (6)$$

где $S_1 = a_1 \cdot A_1$ - статический момент пояса, см^3

$S_3 = \frac{\delta \cdot H^2}{8}$ - статический момент стенки, см^3

$R_{скл}$ - расчетное сопротивление сдвигу, кН/ см^2 материала стенки.

Проверка прочности соединения пояса со стенкой на стальных нагелях из условия сопротивления сдвигу. Касательные напряжения в соединениях со стенкой обозначим

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma \cdot S_1}{\delta \cdot J_x} \qquad (7)$$

Исходя из формулы (7) сдвигающее усилие в соединении определим по формуле:

$$N_\tau = \tau \cdot \delta = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma \cdot S_1}{J_x} \qquad (8)$$

Шаг стальных нагелей определяем по формуле

$$l' = \frac{n \cdot F}{N_\tau} \qquad (9)$$

где F - несущая способность нагеля на сдвиг [11] (определен экспериментально для соединения деревянный брус и OSB), кН;

n - количество рядов нагелей (болтов) (табл. 23 [9]).

Проверка деформативности составного двутаврого сечения

$$f_n = f_m + f_a \le [f] \qquad (10)$$

где f_n - полная деформация, см;

$f_m = \frac{5 M_н l^2}{48 E_1 J_x}$ - деформация балки двутаврого цельного сечения, см;

$f_a = \frac{M_H}{5 E_{ст} A_{ст}}$ - деформация балки с учетом податливости соединений поясов со стенкой, см.

Заключение

Приведенная методика для расчета сечения составной двутавровой балки со стенкой из OSB и с нагельными соединениями поясов со стенкой позволяет подобрать сечение либо проверить сечение составной балки с учетом разномодульности элементов балки и податливости нагельных соединений поясов со стенкой.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. 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 с
4. Smith I. Design Method for Connections in Engineered Wood Structures/ Ian Smith, Andi Asiz, Monica Snow/ Faculty of Forestry and Environmental Management University of New Brunswick, Frederictonh, 2006. 80 с
5. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат 1996.
6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1986.
7. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов /Под редакцией проф. Карлсена Г.Г./ –М: Стройиздат,1986.-543 с.
8. Стоянов В.В. «Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок». Сб. научных трудов 5, Ч.1. – Одесса, 2005, стр. 208-213.
9. 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.

10. 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.
11. 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.
12. EN 300. Плиты ориентированно-стружечные. Технические условия.
13. «Les poutres bois profilees a ame contreplaque» Conception. SÉRIE: TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION 104. DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS. № 454 — Paris, 1987. P. 129-144.
14. Хрулев В.М., Мартынов К.Я., Лукачев СВ., Шутов Г.М. Деревянные конструкции и детали. М. Строительство, 1995. 384 с.

УДК 624.04

РОЗРАХУНКОВІ СТАНИ КОНСТРУКЦІЇ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

CALCULATION STATES OF SHED CONSTRUCTION OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY»

к.т.н., доц. ***Сіянов О.І.*** (*Вінницький національний технічний університет*)

Cand. Sc., Assist. Prof. ***A. Siyanov*** (*the Vinnytsia National Technical University*)

Анотація: *Вказано внесені зміни в геометричну схему і наведено розрахункові стани конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський», викликані неточностями монтажу.*

Ключові слова: *стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, неточності монтажу, розрахункові стани*

Annotation: *Indicated made alteration in a geometrical chart and the calculation states over of shed construction are brought above the tribunes of stadium of NSC «Olimpiyskiy», caused by inaccuracies of piling.*

Key words*: stadium of NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, inaccuracies of piling, calculation states.*

Вступ

Проект конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» [1] виконаний компанією Schlaich Bergermann und Partner (м. Штутгарт, Німеччина) з урахуванням припущення про ідеальність геометрії системи. Втім, як показав простий аналіз, такий підхід не відповідає дійсності. У зв'язку з цим внесені серйозні корективи, які наблизили проект до реальності. Зокрема закладені в геометричну схему зміни відстаней між реперними точками кінців тросів, викликані неточностями монтажу [2]. Як наслідок прийнято рішення задіяти відповідні монтажні похибки.

Навантаження

Розрахунковими навантаженнями вважались: вихідне навантаження від сил власного тяжіння маси споруди, експлуатаційні навантаження,

а також навантаження, викликані попереднім напруженням, неточностями монтажу, дією снігу, вітру, температури навколишнього середовища, теплового поля від пожежі [2, 3].

Скінченно-елементна модель

Комп'ютерне моделювання конструкції навісу [4–8] виконане з урахуванням похибок монтажу. Колони, кільця, радіальні розтяжки, вертикальні з'єднувальні троси моделювались балковими скінченними елементами, пружно деформованими від дії поздовжньої сили і моментів. Мембрана покриття задавалась пластинчастими скінченними елементами малої жорсткості. Обпирання колон здійснювалось за допомогою сферичних шарнірів.

На рис. 1 наведений загальний вигляд розрахункової схеми навісу стадіону.

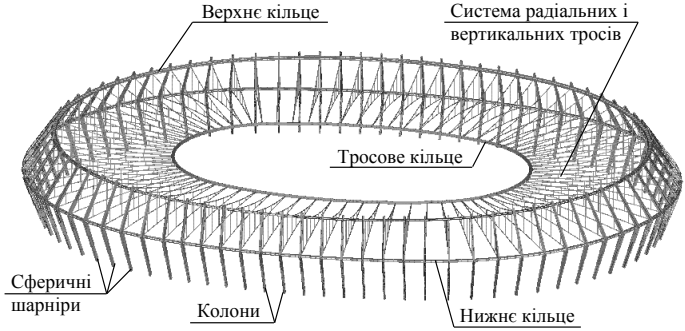


Рис. 1. Схема навісу стадіону

Як видно, мембрана покриття, вітражі, світильники тощо умовно не показані, оскільки вони відігравали роль приєднаної маси, яка збільшувала навантаження сил тяжіння.

Поєднання навантажень

Враховувалось навантаження від попереднього напруження з власною вагою (схема I) і від попереднього напруження з власною вагою та з рівномірно розподіленим навантаженням від снігу (схема II).

Наслідки монтажу

Передбачалось 4 наслідки монтажу:

1) без неточностей;

2) з радіальними монтажними переміщеннями верхніх реперних точок 18-ти колон;

3) з радіальними монтажними переміщеннями верхніх реперних точок 40-а колон, розташованих через одну, причому інші 40 колон змонтовані без неточностей;

4) з фактичними радіальними монтажними переміщеннями верхніх реперних точок 18-ти колон.

Розрахункові стани

За результатами розрахунку міцності конструкції навісу за наявності можливих змін геометрії, отриманих внаслідок монтажу, розглянуто ряд розрахункових станів (табл. 1).

Таблиця 1 – Розрахункові стани конструкції навісу

Номер стану	Схеми поєднання навантажень	Наслідки монтажу	Переміщення	
			напрямок	величина, м
1	I	1	–	0
2	I	2	назовні	0,1
3	I	2	всередину	0,1
4	I	2	назовні	0,2
5	I	2	всередину	0,2
6	I	3	назовні	0,1
7	I	3	назовні	0,2
8	II	1	–	0
9	II	2	назовні	0,1
10	II	2	всередину	0,1
11	II	2	назовні	0,2
12	II	2	всередину	0,2
13	II	3	назовні	0,1
14	II	3	назовні	0,2
15	I	4		
16	II	4		

Із одержаних числових параметрів виявлено, що окремі монтажні переміщення колон викликані попереднім напруженням навісу. Вектори цих переміщень в процесі монтажу поєднані з геометричними довжинами залежністю

$$\delta_{\text{í}} = \frac{\delta_{\text{â}}}{r_{\text{â}}} r_{\text{í}} .$$

Тут $\delta_{\text{в}}$ і $\delta_{\text{н}}$ – радіальні переміщення верхніх і нижніх реперних точок, відповідно; $r_{\text{в}}$ і $r_{\text{н}}$ – задані відрізки.

У вказаній залежності величина в чисельнику для кожної колони визначена на підставі даних технічного завдання.

Висновки

Наведено розрахункові стани конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський», викликані можливими неточностями монтажу.

Обґрунтована необхідність закладення в геометричну схему змін відстаней між реперними точками кінців тросів споруди.

Виділені небезпечні розрахункові схеми поєднання навантажень.

Показано можливі наслідки монтажу, які потрібно враховувати в розрахунках.

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

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

4. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 597 с.

5. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC.visualNastran for Windows / Д. Г. Шимкович. – М. : ДМК Пресс, 2004. – 704 с.

6. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : [учеб. пособие] / Лантух-Лященко А. И. – К. : , М. : ФАКТ, 2001. – 312 с.

7. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций : [учеб. пособие] / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. – Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

8. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.

МЕТОДИКА И ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ КОМПОЗИТНЫХ БАЛОК

METHODS AND PLANNING FOR THE PILOT STUDY OF COMPOSITE BEAMS

к.т.н. проф. ***Смирнов Е.А.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
к.т.н. ***Грязнов М.В.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
аспирант ***Шохин П.Б.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
магистрант ***Грешкина Е.В.*** *(Владимирский государственный университет имени А.Г. и Н.Г. Столетовых)*
Smirnov E.A., Gryaznov M.V., Shokhin P.B., Greshkina E.V. *(the Vladimir state university of name A.G. and N.G.Stoletovyh)*

Аннотация

В статье рассмотрены вопросы проведения экспериментального исследования композитных балок перекрытия. Предложена методика и выполнено планирование эксперимента. Описана установка для испытания, приведена схема расположения измерительных приборов.

The annotation:

The questions a pilot study of composite floor beams. The technique of experimental design and carried out. We describe a system for testing, shows a circuit arrangement of measuring devices.

На сегодняшний момент известно множество вариантов композитных балок. Основными элементами предлагаемой балки являются: древесина, мягкая внешняя арматура в виде стеклоткани, пропитанная и приклеенная к древесине компаундом с включением углеродистых нанотрубок. Целью работы является создание новых видов композитных конструкций с использованием клеев на основе углеродных нанотрубок. Благодаря своим уникальным свойствам (высокая прочность (63 ГПа), сверхпроводимость, капиллярные, оптические, магнитные свойства и т.д.) углеродные нанотрубки могут использоваться как заполнители в композитных конструкциях.

Исследования проводились на моделях композитных балок со стандартными размерами поперечного сечения 100х70 мм длиной 2,25 м.

В целях исследования действительной работы конструкции были выполнены расчеты инженерным методом, а также с использованием численных исследований на программных комплексах АРМ Civil Engineering, Lira 9.6. Для подтверждения результатов теоретических расчетов необходимо было выполнить экспериментальные исследования.

Для изучения напряженно-деформированного состояния балок расчетным пролетом 2,25 м нагрузка прикладывалась в четвертях пролета. Такое решение принято для того, чтобы увеличить величину касательных напряжений в приопорных сечениях, тем самым преднамеренно усугубив ситуацию влияния сдвигающих усилий на прочность указанных выше участков балки на скалывание.

Экспериментальные исследования конструкций пролетом 2,25 м проводились на испытательном стенде (рис.1.). Распределительная траверса в полной мере обеспечивала корректное разделение нагрузки пополам и передачу ее на испытуемую конструкцию. Устойчивость балок из плоскости обеспечивали вплоть до разрушения вертикальные стойки, прикрепленные к реактивной балке.

Нагружение испытываемого образца происходит с помощью гидравлического пресса. Нагрузка от пресса передается на балку через металлическую распределительную траверсу, что обеспечивает приложение нагрузки в четвертях пролета балки. В местах приложения нагрузки и на опорах устроены металлические пластины. Эти пластины обеспечивают прочность древесины на смятие.

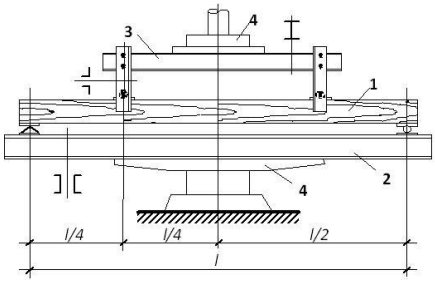


Рисунок 1. Схема экспериментальной установки для испытания балок пролетом 2,25 м: 1 – армированная деревянная балка; 2 – реактивная балка [№14; 3 – распределительная траверса I №10; 4 – гидравлический пресс.

На основании рекомендаций по испытанию деревянных конструкций ступень нагружения может быть назначена от 0,2 до 0,25 расчет-

ной нагрузки и, следовательно, напряжения при изгибе в древесине будут возрастать на каждой ступени по 2,6…3,25 МПа, что соответствует относительным деформациям 26×10-5 и 32,5×10-5 [2]. Отсюда следует, что относительные деформации в 1,5–1,9 раза меньше нижнего предела измерения большинства приборов, выпускаемых нашей промышленностью, поэтому регистрирующие приборы с точностью ±1×10-5 применяться не могут, так как дают большую относительную погрешность, которая может снижена, приблизительно, в 2 раза за счет применения цифрового тензометрического комплекса СИИТ–3М, цена одной единицы дискретности которого равна 5×10-6. Применение его позволяет выполнить регистрацию краевых деформаций материалов посредством тензорезисторов с базой 20 мм. Именно поэтому для проведения экспериментальных исследований композитных балок выбран метод тензометрии, поскольку из всех методов он один дает количественную картину перемещений и напряжений, а не качественную. Для подтверждения теоретических исследований в данной работе важны численные значения напряжений.

Качественная картина распределения напряжений получена с помощью МКЭ. Экспериментальная база Владимирского Государственного университета располагает аппаратурой для проведения тензометрических измерений (цифровой тензометрический комплекс СИИТ–3М). Этот метод апробирован, проведено большое количество испытаний с применением тензометрической аппаратуры. Размеры моделей испытуемых балок приняты с полным физическим и геометрическим подобием, согласно имеющегося сортамента балок используемых в междуэтажных и чердачных перекрытиях. Для каждой серии балок было принято по 3 модели.

Схема расположения измерительных приборов приведена на рис.2. Общий вид экспериментальной установки с испытуемой балкой приведен на рис.3.

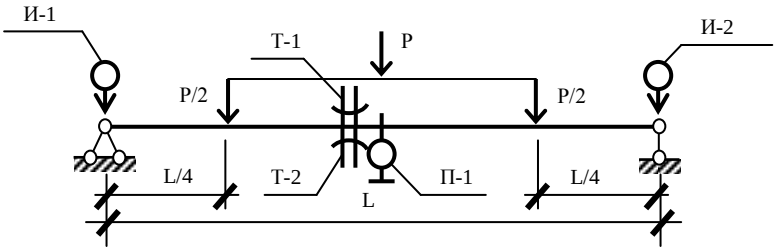


Рисунок 2. Схема расположения измерительных приборов
П-1 – прогибомер марки 6-ПАО; Т-1, Т-2 – тензометры Гукенбергера;
И-1, И-2 – индикаторы часового типа.

Рисунок 3. Общий вид экспериментальной установки с испытуемой балкой

Испытание балок на вышеописанной установке с применением измерительных приборов, позволяет наиболее точно приблизить работу балки к реальным условиям эксплуатации. Таким образом, правильное планирование эксперимента и четкое соблюдение методики экспериментального исследования позволяют наиболее полно выявить особенности напряженно-деформированного состояния композитных балок и перехода в предельное состояние, а также характер разрушения балок и определение величины разрушающей нагрузки.

Список литературы

1. *Иванов Ю.М. Инструкция по испытанию деревянных конструкций с определением несущей способности. М., ЦНИИСК, 1972.*
2. *Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. –М.: Стройиздат, 1976, с.32.*

УДК 624.074

ТЕМПЕРАТУРНОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ ГИПЕРБОЛИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ ПОКРЫТИЯ.

TEMPERATURE IMPACT ON METALWOODEN HYPERBOLIC COVERS.

Проф. ***В. Стоянов*** *(Одесская государственная академия строительства и архитектуры), инж.* ***А.Герман*** *(ООО «Мегалайн»)*

Professor ***V. Stoyanov*** *(the Odessa State Academy of Building and Architecture) Odessa academy of construction and architecture, engineer* ***A.German*** *(Megaline LTD)*

Аннотация: в статье приведены результаты теоретических и экспериментальных исследований сборных деревянных гиперболических оболочек с металлической обшивкой при температурном воздействии.

Summary: results of theoretical and pilot studies of modular wooden hyperbolic covers are given in article with a metal covering at temperature influence.

Ключевые слова: сборные гиперболические оболочки, металл, древесные, температура.

Keywords: modular hyperbolic covers, metal, wood, temperature.

В ОГАСА на кафедре МД и ПК в течение многих лет проводятся теоретические и экспериментальные исследования сборных гиперболических покрытий [1], [2]. Сборные элементы каркасного типа состоят из деревянного каркаса, элементов в виде цельной или клееной древесины в зависимости от выбранного пролета и обшивки из различных материалов [1], [2]. Такие оболочки испытывались на статическую нагрузку, сейсмическую нагрузку, вызывающую поперечные колебания покрытия.

К одним из интересных видов испытаний следует отнести температурно-влажностные в случае использования для ребер и обшивки материалов с различными физическими характеристиками. Например, при использовании металлической обшивки и деревянных ребер в местах их соединения неизбежно возникает скалывающее напряжение ввиду существенной разницы коэффициентов температурного расширения металла и древесины. Оболочка такого типа размерами 4000х4000мм с металлической обшивкой ($\delta_м$=0,1см) и деревянными ребрами ($h_р$=17,6см) была испытана в лаборатории кафедры МД и ПК [3], [4]. В настоящее время к такого рода испытаниям готовится четырех лепестковая гиперболическая оболочка размерами 12000х12000мм. (рис.1)

Рис.1 Четырехлепестковая сборная деревянная гиперболическая оболочка.(Одесса 2012)

Для качественной оценки полученных в ходе эксперимента результатов определим аналитическим расчетом величину средних натяжений в обшивке и ребрах, рассматривая фрагмент оболочки в виде склеенной между собой металлической пластины ($\delta_0\delta = 0{,}1см$) и деревянного ребра ($h_р = 17{,}6$см) (рис.2)

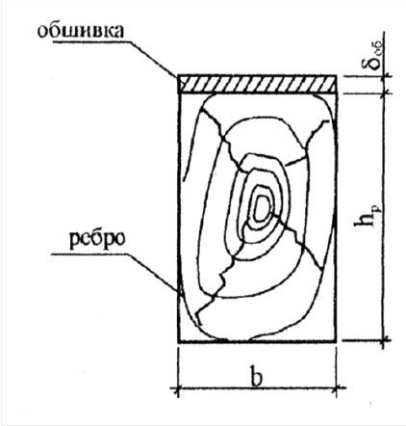


Рис.2 Фрагмент соединения обшивки и ребра оболочки.

Расчет проводим при условии, что нагрев металла происходит при воздействии t = 25˚C, т.е. с 20˚C до 45˚C. При этом:

$\alpha_м = 12{,}5 \cdot 10^{-6}; \quad \alpha_{gp} = 3 \cdot 10^{-6}$

$E_м = 2{,}1 \cdot 10^5 Mna; \; E_{др} = 10^4 Mna$

$A_м = 0{,}006\, A_{др}$

Вследствие разных коэффициентов температурного расширения материалов, в древесине ребер появятся усилия $N_р$, а в металле такое же по величине сжимающее усилие $N_с$. Величина удлинения металлической обшивки и древесины ребра определяется из отношения:

$$\alpha_м \cdot \Delta t \cdot l - \frac{N \cdot l}{A_M E_M} = \alpha_g \cdot \Delta t \cdot l + \frac{N \cdot l}{A_{др} E_{др}} \qquad (а)$$

Из (а) $$\Delta t(\alpha_M - \alpha_g) = \frac{N}{A_M E_M}\left(1 + \frac{A_M E_M}{A_{др} E_{др}}\right); \qquad (б)$$

$$\Delta t(\alpha_M - \alpha_g) = \frac{\sigma_м}{E_M}\left(1 + \frac{A_M E_M}{A_{др} E_{др}}\right); \qquad (в)$$

Из (в) с учетом предварительных условий получим среднее напряжение в металлической обшивке:

$$\sigma_м = 44{,}2\ МПа \qquad (г)$$

А в деревянном ребре

$$\sigma_д = 0{,}006\sigma_м = 0{,}26\ МПа \qquad (д)$$

Приведенный выше аналитический расчет вполне согласуется с результатами эксперимента оболочки покрытия 4х4м [4].

Прогрев металлической обшивки, начатый с t = 20°С, продолжался до 45°С. Через 5°С прогрева измерялась деформативность конструкции и ее напряженное состояние. Максимальная деформативность оболочки при различных вариантах прогрева обшивки составила 0,3-0,34 мм.

Величина характера вертикальных перемещений по расчету и эксперименту значительно различаются. Так, если в эксперименте некоторая несимметричность прогибов по противоположным краям ($x=y=0{,}4l$) оболочки только обозначена, то в расчете это совершенно рельефно видно. Причем, по цельному ребру максимальные вертикальные перемещения эксперимента и расчета отличались значительно, а поперек стыков практически совпадали.

Анализ расчетных внутренних усилий в обшивке и ребрах оболочки указывает на то, что определяющими являются продольные сжимающие и сдвигающие усилия. Изгибающие моменты по краю оболочки (незначительные по величине) быстро затухают к ее середине. Характер распределения нормальных напряжений в обшивке по диагоналям по результатам расчета и эксперимента одинаков, а величина напряжения в эксперименте значительно ниже.

К особенностям, выявленным при температурных испытаниях, следует отнести следующий факт: при нагреве металлической обшивки и достижения температуры 38-42°С в ней происходит «хлопок», т.е. обшивка мгновенно теряет устойчивость и вспучивается. Такое явление наблюдается повсеместно в ячейках обшивки, заключенной между продольными и поперечными ребрами. Очевидно, что жесткое крепление обшивки по всему ее контуру к деревянным ребрам ограничивало перемещение ее плоскости и

происходит «хлопок». Само появление «хлопка» не может быть причиной резкого снижения несущей способности оболочки в целом. Однако, следует обратить внимание на то, что периодическое нагревание и охлаждение металлической обшивки оболочки с деревянными ребрами может привести к дефектам в кровельном покрытии.

Литература.

1. Стоянов В.В. Опыт в строительстве сборной клеефанерной гиперболической оболочки. Отечественный и зарубежный опыт. М. УИНИС, 1987, вып.4

2. Стоянов В.В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий. Одесса, УТ, 2000, 164с.

3. Стоянов В.В., Цибульчик А.В. Термовлажностное воздействие в пространственных металлодеревянных конструкциях. Сб. «Строительство и экология». Симферополь, 2002

4. Стоянов В.В., Цибульчик А.В. Термовлажностное воздействие в пространственных покрытиях. Одесса, ВГС 2004, с.87

РАМНАЯ КОНСТРУКЦИЯ С НЕСУЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ СОСТАВНОГО БИКОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ ТОНКОЛИСТОВОЙ ОЦИНКОВАННОЙ СТАЛИ

FRAME CONSTRUCTION WITH COMPOSITE GALVANIZED STEEL TWO-BOX-SECTION BEARING ELEMENTS

Асп., ***Тарасов А.В.*** *(Инженерно-строительный институт СФУ, г. Красноярск, Россия)*

Представлены результаты экспериментальных и численных исследований рамы каркаса здания пролётом 12 м с элементами составного бикоробчатого сечения из холодногнутых оцинкованных профилей.

Ключевые слова: бикоробчатое сечение, узловое соединение тонкостенных профилей, многорядные болтовые фрикционные соединения, тонкостенные оцинкованные профили, нахлесточные болтовые соединения.

The offered constructive decision makes possible to increase bearing ability of node point of a girder and a column, made of cold formed thin zinced steel and as to raise level of factory readiness of frames.

Keywords: two-box-section, node point of the thin-walled zinced profiles, multiple-strand frictional bolt assembly, the thin-walled zinced profiles, lap-bolted joint.

В начале XXI века прогрессивно развивается направление строительства с применением лёгких стальных тонкостенных оцинкованных профилей (ЛСТК). Область применения ЛСТК: несущие и ограждающие конструкции объектов промышленного и гражданского назначения.

Наиболее используемая конструктивная схема зданий из ЛСТК – каркасная. Известны элементы ригелей (балки или элементы фермы) [1], [2] и др., которые решены в виде составных двутавров из двух С-образных и ∑-образных профилей (Рисунок 1, а, б). Известно также составное коробчатое сечение (Рисунок 1, в).

В данной работе для образования несущих элементов рамы каркаса здания предлагается использовать ∑-профили толщиной 1,5 мм. Расчеты показали, что такой тип профилей обладает большей устойчивостью стенок по сравнению с распространёнными С-образными профилями. Наличие продольных гофров позволяет увеличивать высоту стенки, обеспечивая местную устойчивость. Повышение несущей способности элемента, в свою очередь, создаёт предпосылки для увеличе-

ния шага рам.

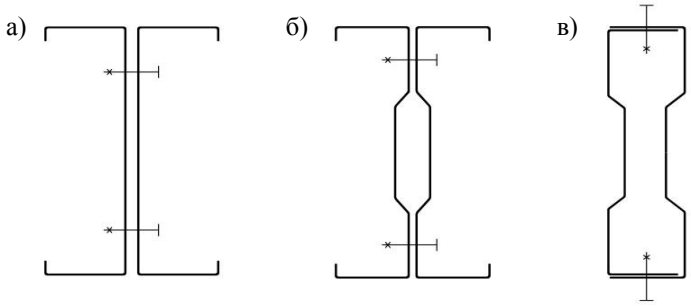


Рисунок 1 – Варианты составного поперечного сечения несущих элементов двускатной рамы каркаса здания. а – составной двутавр из двух С-образных профилей; б - составной двутавр из двух ∑-образных профилей; в – коробчатое сечение из из двух ∑-образных профилей.

Критическим фактором для сжатых или сжато-изгибаемых ∑- и С-образных профилей (Рисунок 1, а, б) является местная потеря устойчивости полок. Полки двутавра, имеющие закрепление только по одной грани (стенке балки) в большей степени подвержены местной потере устойчивости в процессе эксплуатации, а так же деформациям при транспортировке и монтаже, по сравнению с коробчатым сечением, образованным из тех же профилей (Рисунок 1, в).

В экспериментально-теоретических исследованиях предпочтение отдано раме каркаса здания с несущими элементами, имеющими замкнутое бикоробчатое сечение (Рисунок 2, в).

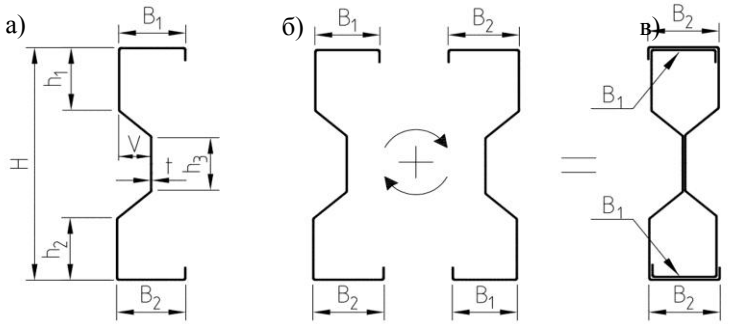


Рисунок 2 – Формообразование бикоробчатого сечения несущих элементов рамы. а – форма ∑-профилей; б – профили, перевернутые (указано стрелками) для образования бикоробчатого сечения; в – бикоробчатое сечение несущих элементов рамы.

Формообразование несущих элементов производится следующим образом. Профили (Рисунок 2, а) содержат две полки разной ширины (B_1, B_2) с перпендикулярными отгибами, направленными навстречу друг к другу, при этом:

$$B_1 = B_2 - 2 \cdot t \tag{1}$$

где B_1 – ширина меньшей полки; B_2 – ширина большей полки; t– толщина металла профиля.

Для образования бикоробчатого сечения, профили повернуты друг к другу внутренними поверхностями (Рисунок 2, б) таким образом, что бы бóльшие полки профилей B_2 охватывали снаружи сопрягаемые с ними меньшие полки B_1 (Рисунок 2, в).

Уступы в средней части стенки профилей (гофры) выполнены такой глубины V (Рисунок 2, а), что в составном сечении совмещены и могут быть скреплены при помощи метизов.

$$V = \frac{B_1 - t}{2} \tag{2}$$

где V – глубина гофра.

В данной работе для изготовления несущих элементов экспериментальной конструкции приняты следующие параметры сечения $\sum$-профилей: B_1= 98 мм; B_2=101 мм; h_1= h_2=95 мм; h_3=85 мм; H=375 мм; t=1,5 мм. Равенство участков h_1 и h_2 не является обязательным условием, однако это позволяет использовать один типоразмер профилей для образования бикоробчатого сечения (Рисунок 2, б, в).

В элементах бикоробчатого сечения отсутствуют свободные свесы полок. В продольном направлении профилей полки имеют отгибы, через которые закрепляются к стенке противоположного профиля при помощи метизов. Таким образом, по отношению к тавровым сечениям преимуществом выбранного сечения является бóльшая несущая способность по условию потери устойчивости полок, а также большая устойчивость к изгибно-крутильным деформациям. В сравнении с коробчатым сечением, представленном на рисунке 1 в, преимущество заключается в объединении стенок профилей, что повышает их устойчивость. Кроме того, форма профилей позволяет использовать один типоразмер профилей и не требует обязательного их скрепления в составе коробчатого сечения.

Экспериментальные исследования были выполнены для двускатной поперечной рамы каркаса здания пролётом 12 м, высотой 4,5 м.

Рисунок 3. Экспериментальная рама пролётом 12 м.

На сегодняшний день рамные конструкции из ЛСТК зачастую выполняют с затяжками. Одной из целей являлось создание рамы без использования затяжки, которая значительно уменьшает полезный объем здания и требует создания сложных карнизных узлов.

Для этого было принято решение узлы рамы выполнить упругоподатливыми, что позволило бы уменьшить изгибающий момент пролётной части ригелей. Для обеспечения необходимых характеристик узлов сопряжений были выполнены экспериментально-теоретические исследования болтовых соединений. В ходе исследований были учтены особенности работы многоболтовых фрикционных соединений тонкостенных элементов и определены оптимальные параметры для применения в узлах рамной конструкции.

Рисунок 4. Экспериментальные исследования болтовых соединений.

Изготовление профилей в промышленных масштабах на сегодняшний день выполняется двумя способами:

- последовательный холодный гиб листа в продольном направлении образуемого профиля (Рисунок 5, а);
- холодный прокат оцинкованного листа с рулона через валики (Рисунок 5, б);

а) б)

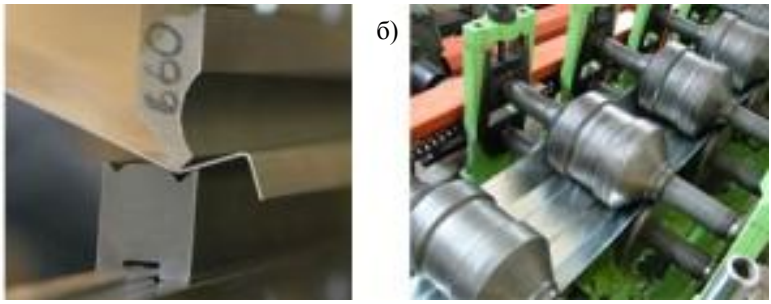


Рисунок 5. Технологии изготовления тонкостенного профиля;
а – холодный прокат, б – последовательный гиб.

Технология изготовления путём последовательного гиба не требует предварительных трудоёмких настроек производственной линии, не зависит от наличия прокатных шаблонов и изготовление

профилей осуществляется с высокой точностью. При этом номенклатура холодногнутых элементов шире, чем холоднокатаных.

Некоторая сложность заключается в том, что длина холодногнутых элементов ограничена и составляет, в среднем, 3 м. А существующее оборудование не позволяет изготовить холоднокатанные профили с необходимой точностью, которая требуется для образования составного бикоробчатого сечения.

Рисунок 5. Ригель пролётом 6 м в разобранном виде

Поэтому формообразование длинноразмерного элемента производится путём нахлёсточного соединения холодногнутых профилей с предварительным их взаимным смещением (Рисунок 5). В таком варианте в ригеле отсутствуют сквозные стыки, в каждом соединении по длине один из профилей цельный. В области соединения стыкуемые элементы закреплены вытяжными заклёпками к полкам и стенке цельного профиля.

По результатам испытаний было установлено, что несущая способность рамы каркаса здания пролётом 12 м составила 7560 кг, что соответствует 210 кг/м2 для здания с шагом поперечных рам 3 м.

В численных исследованиях выявлено, что при использовании цельных по длине ригелей несущая способность увеличивается до 11800 кг, что соответствует 316 кг/м^2 для здания пролётом 12 м и шагом поперечных рам каркаса 3 м. Увеличение пролёта конструкции возможно за счет варьирования конфигурации сечения (изменение толщины используемого металла, ширины и высоты профиля в целом или его отдельных участков), а так же использования цельных по длине ригелей. Последнее требует совершенствования существующих

производственных линий.

Таким образом, предложенные решения позволяют эффективно применять технологию ЛСТК для строительства промышленных и гражданских объектов, расположенных в I, II и III снеговых районах. При этом, для строительства в труднодоступных районах может применяться технология наращивания элементов по длине. В этом случае длина отправочных элементов не превышает 3 м. Такая технология не приводит к значительному увеличению трудо- и материалозатрат, значительно облегчая транспортировку конструкций на место монтажа.

1. Семко, В. А.. Анализ конструктивных мер для повышения надежности покрытий из легких стальных тонкостенных профилей [Текст]/ В. А. Семко, Д.А. Прохоренко // СтройМеталл. – 2011. - №5. – С. 18-23.

2. Серия 1.420.3-39.08 Каркасы стальные «УНИТЭКС-Р1» одноэтажных производственных зданий с применением рам из гнутых (В том числе оцинкованных) профилей, 2008.

3. Пат. 33046 Российская Федерация, МПК B21D5/06, E04C3/07, E04C3/32, E04D12/00. Строительный элемент (2 варианта) и строительная конструкция на его основе (2 варианта) [Текст] /Ахобадзе Д.Г.; заявитель и патентообладатель Ахобадзе Давид Георгиевич. – №2003119709/20; заявл. 30.06.03 ; опубл. 10.10.03.

УДК 624.016:624.072.2/.7:69.059.22

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ЕКСПЛУАТАЦІЙНИМИ ПОШКОДЖЕННЯМИ

FEATURE OF BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS WITH EXPLOITATION DAMAGES

к.т.н., доцент ***Толстопятов Р.В.****, к.т.н., с.н.с., докторант* ***Воскобійник О.П.****, аспірант* ***Скиба О.В.*** *(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)*
PhD, associate professor ***Tolstopytov R.V.****, PhD, associate professor* ***Voskobiinyk O.P.****, postgraduate student* ***Skyba O.V.*** *(The Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk*

Анотація

Стаття присвячена дослідженню особливостей роботи сталевих двотаврових балок з експлуатаційними пошкодженнями у вигляді однобічних вирізів у полицях, наявність яких зумовлює виникнення складного виду деформування в умовах сумісної дії косого згину з крученням. Проаналізовано вплив на напружено-деформований стан сталевих балок параметрів (довжини та глибини) пошкоджень у вигляді вирізів, а також можливість підсилення таких конструктивних елементів з утворенням комплексних сталезалізобетонних конструкцій.

Abstract

The article is devoted to study of speciality of behaviour of steel I-beams with exploitation damages in the form of one-sided cut in side flange, which availability causes origin of complex kind of deformation in conditions of joint action of unsymmetrical bending with torsion. It was analyzed influence of parameters (length and depth) of damages in the form of one-sided cut on stress-strain state of steel beam as well as possibility of reinforcing such elements of construction with formation of the composite structure.

Постановка проблеми в загальному вигляді. Одним із розповсюджених видів експлуатаційних пошкоджень сталевих елементів є послаблення їх поперечних перерізів внаслідок корозійних процесів та механічних впливів (удари, влаштування непередбачених проектом вирізів у елементах для пропуску технологічного обладнання тощо) [3, 4]. **Аналіз останніх досліджень** [6, 8, 9] **та публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми**, а також досвід

обстеження будівельних конструкцій [3] свідчить, що наявність в сталевих балках такого роду дефектів та експлуатаційних пошкоджень може суттєво пливати на характер їх напружено-деформованого стану, несучу здатність, міцність та деформативність. Таким чином, удосконалення методик уточненого розрахунку (з урахуванням виникнення складного напружено-деформованого стану), оцінювання й розмежування технічних станів експлуатованих сталевих конструкцій та розроблення ефективних методів їх підсилення (наприклад, з утворенням комплексних сталезалізобетонних конструкцій) є **невирішеними частинами загальної проблеми, котрим присвячується стаття.**

Основні **цілі статті** – проаналізувати вплив на характер напружено-деформованого стану та міцність сталевих балок параметрів (довжини та глибини) пошкоджень у вигляді вирізів, а також обґрунтувати доцільність підсилення таких конструктивних елементів з утворенням комплексних сталезалізобетонних конструкцій.

Виклад основного матеріалу. Наявність в сталевих двотаврових балках експлуатаційних пошкоджень у вигляді однобічних вирізів у полицях викликає зміну геометричних характеристик послабленого перерізу – зменшення площі, повороту головних центральних осей, зміщення центру ваги та центру згину (рис.1, 2). Це в свою чергу окрім зменшення площі перерізу нетто призводить до появи неврахованого при проектуванні ексцентриситету прикладання навантаження та виникнення в наслідок цього деформацій косого згинання та кручення [9]. Так, для сталевої балки з двотавра №14 прольотом 2 м послаблення поперечного перерізу призводить до суттєвого (залежно від глибини вирізу – від 20 до 60º) повороту нейтральної лінії при фактичній роботі елемента в умовах косого згину (рис. 1). Окрім того, зміщення положення центра згину (рис. 1, 2), що має місце при наявності в балках розглядуваного типу експлуатаційних пошкоджень, призводить до розвитку в елементі трьох груп додаткових напружень, серед яких секторіальні нормальні напруження σ_ω, викликані згинанням полиць під дією бімоменту B. Таким чином, величину загальних напружень в будь-якій точці пошкодженого перерізу балки можна підрахувати, скориставшись принципом суперпозицій [1, 2]:

$$\sigma_{заг} = \pm\sigma_x \pm \sigma_y \pm \sigma_\omega = \pm\frac{M_x}{I_{x_o}} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{I_{y_o}} \cdot x_i \pm \frac{B}{I_\omega} \cdot \omega_i , \qquad (1)$$

де M_x, M_y – згинальні моменти від зовнішньої сили F в головних площинах пошкодженої ділянки балки; I_{xo}, I_{yo} – головні моменти інерції пошкодженого перерізу; x_i, y_i, ω_i – відповідно декартові та

секторіальні координати точки, що розглядається; I_ω – секторіальний моменти інерції пошкодженого перерізу.

Проведені авторами теоретичні дослідження [9] свідчать, що збільшення довжини пошкодженої ділянки поперечного перерізу ($l_в$) призводить до зростання секторіальних нормальних напружень (σ_ω) в послабленому вирізом перерізі. При отриманні розрахункових формул використовувалась умова сумісності деформацій (відносних кутів закручування) на ділянках відповідно ліворуч (непошкодженого перерізу) та праворуч (перерізу з вирізом) в т. «*B*» [9], рис. 2.

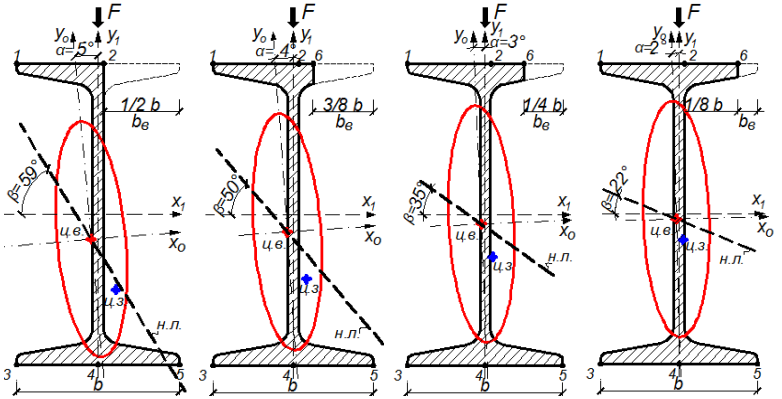


Рис. 1. Зміна геометричних характеристик та положення нейтральної лінії в послабленому перерізі при різній глибині пошкодження у вигляді вирізу

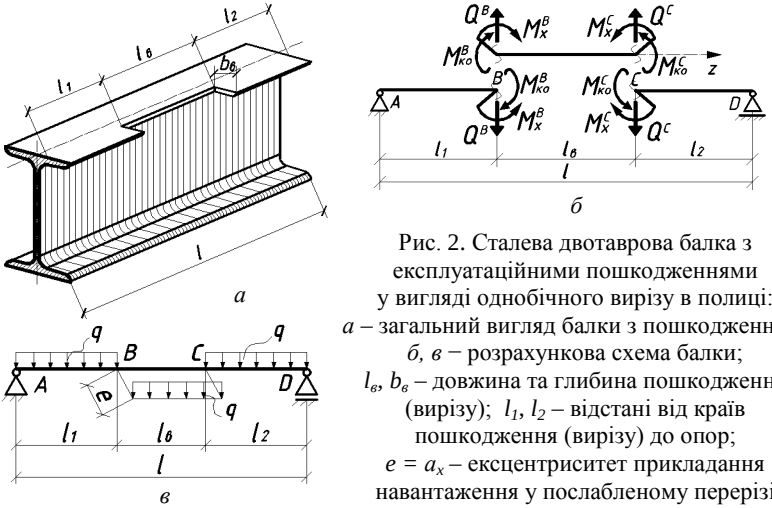


Рис. 2. Сталева двотаврова балка з експлуатаційними пошкодженнями у вигляді однобічного вирізу в полиці:
а – загальний вигляд балки з пошкодженням;
б, в – розрахункова схема балки;
$l_в$, $b_в$ – довжина та глибина пошкодження (вирізу); l_1, l_2 – відстані від країв пошкодження (вирізу) до опор;
$e = a_x$ – ексцентриситет прикладання навантаження у послабленому перерізі

Проведені за розробленою методикою розрахунки свідчать, що найбільші за абсолютною величиною нормальні секторіальні напруження діють в точці «1» послабленого пошкодженням перерізу (рис. 1, 3). Хоча при цьому слід зауважити, що найбільш завантажена (небезпечна) точка поперечного перерізу – т. «3» – завдяки дії σ_ω дещо розвантажується (через те що нормальні згинальні та секторіальні напруження в ній мають різний знак). Аналогічні результати були отримані в [1] при дослідженні роботи сталевих прогонів при сумісній дії косого згину з крученням. За абсолютною величиною секторіальні нормальні напруження в полицях двотавра з пошкодженням є незначними (не більше 5%) порівняно з напруженнями, зумовленими деформацією косого згину $\sigma_{зг}$ (рис.4, а).

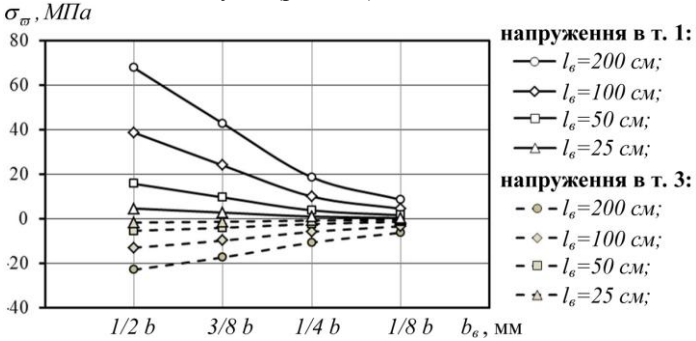
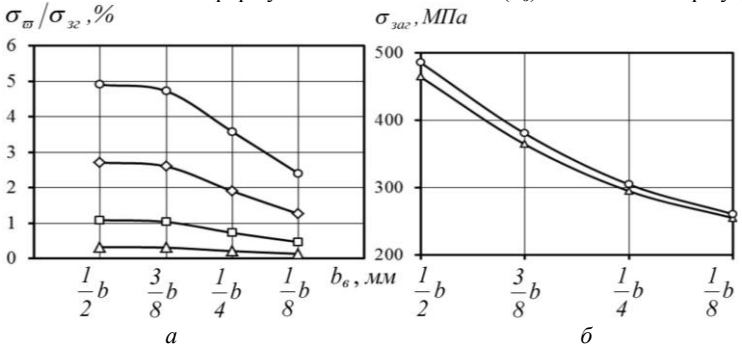


Рис. 3. Графіки зміни величини секторіальних нормальних напружень в різних точках послабленого перерізу залежно від глибини ($b_в$) та довжини вирізу ($l_в$)



а *б*

Рис. 4. Графіки зміни нормальних напружень в небезпечній точці послабленого перерізу балки залежно від параметрів пошкодження у вигляді однобічного вирізу в полиці (умовні позначення див. рис. 3): *а* – відсоткове співвідношення між нормальними напруженнями, зумовленими дією обмеженого кручення та косого згину; *б* – зміна величини загальних нормальних напружень в найбільш напруженій точці послабленого перерізу

Загалом сумісна дія на послаблену пошкодженнями сталеву двотаврову балку деформацій косого згину та обмеженого кручення призводить до її суттєвого перенапруження (рис. 4, *б*), а отже викликає необхідність в підсиленні таких елементів.

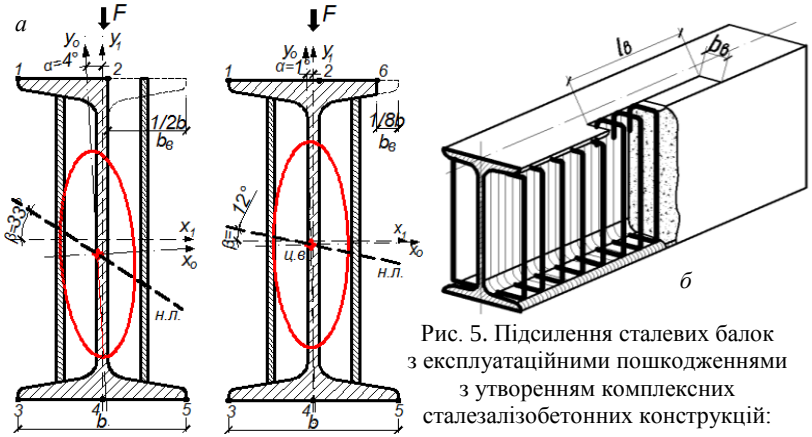


Рис. 5. Підсилення сталевих балок з експлуатаційними пошкодженнями з утворенням комплексних сталезалізобетонних конструкцій:

а – зміна геометричних характеристик та положення нейтральної лінії в послабленому перерізі сталезалізобетонної балки підсилення при різній глибині пошкодження; *б* – загальний вигляд сталезалізобетонної балки підсилення

Одним із способів підсилення сталевих елементів, що мають дефекти чи пошкодження у вигляді однобічних вирізів у полицях, є утворення комплексної сталезалізобетонної конструкції шляхом заповнення бетоном відкритих порожнин двотаврової балки [5], рис. 5, *б*. Існуюча сталева балка, що підсилюється, в новоствореній сталезалізобетонній конструкції слугує жорсткою арматурою, а заповнення порожнин бетоном (обетонювання) дозволяє суттєво зменшити вплив дефектів та пошкоджень на роботу й характер напружено-деформованого стану таких елементів. Так, при підсилені розглянутої вище сталевої балки прольотом 2 м шляхом обетонювання її порожнин бетоном класу В20 (рис. 5, *б*) кут нахилу нейтральної лінії приведеного сталезалізобетонного перерізу зменшується приблизно в два рази (рис. 5, *а*) та залежно від глибини вирізу в полиці жорсткої арматури ($b_в$) змінюється в межах від 12 до 33°, що має добрий збіг з результатами експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з пошкодженнями жорсткої арматури [8]. При визначенні геометричних характеристик сталезалізобетонного перерізу бетон підсилення приводився до сталі, як це показано на рис. 5, *а*, шляхом використання коефіцієнту приведення $\alpha = E_b \overline{\nu} / E_s$ [7].

Висновки. Проведені теоретичні дослідження свідчать, що експлуатаційні пошкодження сталевих балок у вигляді однобічних вирізів у полицях прокатних двотаврових профілів призводять до суттєвого (майже в 2 рази) збільшення загальних нормальних напружень в небезпечній точці послабленого перерізу. Розроблена авторами аналітична методика дозволяє врахувати вплив параметрів (довжини та глибини) пошкодження у вигляді вирізу на характер розподілу нормальних напружень в послабленому перерізі двотаврових балок. При цьому підсилення такого типу конструктивних елементів обетонюванням з утворенням комплексних сталезалізобетонних конструкцій дозволяє суттєво зменшити вплив на характер напружено-деформованого стану фактичного кута нахилу та ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, що зумовлено зміною геометричних характеристик послабленого перерізу.

Список літератури:

1. Бычков Д. В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций [Текст] : в 2-х ч. / Д. В. Бычков. – М., 1962. – 475 с.
2. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни [Текст] / В. З. Власов. – М. : ГИФМЛ, 1958. – 568 с.
3. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий : атлас схем и чертежей / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск : Том. ун-т, 1990. – 456 с.
4. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] : чинний з 1992 – 07-01. – К. : Держбуд України, 1992. – 45 с.
5. Пат. 67776 Україна, МПК (2012.01) E04C 1/00. Сталезалізобетонна конструкція підсилення [Текст] / О. В. Семко, О.П. Воскобійник, А. В. Гасенко ; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2011 08262 ; заявл. 01.07.11 ; опубл. 12.03.12, Бюл. № 5. – 4 с.
6. Пичугин С. Ф., Семко В. А. Методика расчета стальных балок с односторонними вырезами в полке // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. трудов : в 2 ч. – ч. 1. – Одесса : ОГАСА, 2007. – С. 165–169.
7. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой [Текст]. – М. : Стройиздат, 1978. – 55 с.
8. Семко О. В. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних балкових конструкцій з дефектами [Текст] / О. В. Семко, О. П. Воскобійник, А. В. Гасенко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. науч. тр. – Дн-ск: ПГАСА, 2010. – Вып. 56. –С. 476–482.
9. Толстопятов Р.В. Визначення внутрішніх зусиль при обмеженому кручені сталевих двотаврових балок з дефектами / Р. В. Толстопятов, О. П. Воскобійник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 21. – С. 373–381.

УДК 624.072.33

К ВОПРОСУ РАСЧЁТА СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ ДЕФЕКТОВ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА

TO PROBLEM THE CALCULATION OF BAR DESIGN CONSIDERATION OF DEFECTS IN MANUFACTURING AND ERECTION

д.т.н., профессор ***Югов А. М.****, аспирант* ***Бондарев А. Б.***
(Донбасская национальная академия строительства и архитектуры)
Dr. Professor Yugov A. M., postgraduate student Bondarev A. B.
(Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)

Аннотация. В статье приведен обзор работ по исследованиям влияния дефектов изготовления и монтажа стержневых металлоконструкций на параметры напряжённо-деформированного состояния. Проанализированы причины некоторых наиболее известных аварий большепролётных покрытий. На основе обзора работ и анализа причин аварий намечена и предварительно обоснована необходимость учёта дефектов изготовления и монтажа большепролётных покрытий уже при их проектировании.
Ключевые слова: металлические конструкции, напряжённо-деформированное состояние, дефекты.
Анотація. У статті наведено огляд робіт, щодо досліджень впливу дефектів виготовлення та монтажу стержньових металоконструкцій на параметри напружено-деформованого стану. Проаналізовано причини деяких найбільш відомих аварій великопрольотних покриттів. На основі огляду робіт та аналізу причин аварій заплановано та попередньо обґрунтована необхідність врахування дефектів виготовлення та монтажу великопрольотних покриттів вже при їх проектуванні.
Ключові слова: металеві конструкції, напружено-деформований стан, дефекти.
Abstract. This article provides a review on studies of the influence of defects in manufacture and in erecting of rod metalwork on the parameters of the stress-strain state. The reasons of several most famous incidents of large-coatings are analyzed. On the basis of the review and analysis of the

causes of accidents the necessity of taking into account the manufacturing and installation defects for large-coatings already in the design-stage is outlined and grounded.
Key words: metal structures, stressed and strained state, defects.

Вопрос безопасности большепролетных покрытий – вопрос всегда актуальный. Одним из методов, который позволяет повысить безопасность покрытий – расчётный анализ на основе оценки параметров напряжённо-деформированного состояния. Существует малое количество научных работ, затрагивающих вопрос оценки напряжённо-деформированного состояния большепролетных покрытий с учётом дефектов изготовления и монтажа. Очень большое количество работ по оценке влияния дефектов изготовления и монтажа на параметры напряжённо-деформированного состояния посвящено таким простым системам как балка и ферма.

Однако, п. 2.23. рекомендаций [9] отмечает, что расчёт конструкций, как правило, необходимо выполнять на ЭВМ (электронно-вычислительной машине), по уточнённым расчётным схемам. Техническая диагностика зданий и сооружений согласно п. 2.7. и 2.8. норм [3] требует расчёта конструкций с учётом действительного физического состояния, геометрических размеров и фактического геометрического положения относительно осей сооружения.

Работы многих авторов показывают, что дефекты (несовершенства) снижают надежность и собираемость конструкции. Множество работ посвящено исследованию влияния погнутости стержней. Это работы В. И. Трофимова, А. М. Югова, А. А. Опланчука, В. А. Косорукова, Н. Г. Сотникова, М. Д. Корчака, А. Н. Раевского, Д. П. Айдарова, Б. А. Тухватуллина, В. В. Эма, Кужавы Здислава и др.

Оценкой влияния случайных эксцентриситетов присоединения элементов к стержням занимались А. И. Ефимов, А. М. Югов, Е. В. Горохов, Д. М. Хусаинов и др. Оценкой влияния податливости соединения занимались В. И. Трофимов, И. И. Зуева, О. И. Ефимов, В. С. Агафонкин, В. М. Трусина, Д. М. Хусаинов, Kartal M. E., Basaga H. B., Bayraktar A., Muvafık M. и др.

Большое количество работ посвящено исследованию влияния отклонения длин стержней от номинальных (проектных) размеров – работы А. С. Гвамичавы, Г. Н. Колесникова, Н. Н. Демидова, Г. Ю. Браженас, В. П. Малкова, А. К. Любимова, Н. Н. Буреева, М. В. Моисеева, Ю. А. Абусамры Аттальмана, Bruno Robin J. и др. Оценкой состояния металлических конструкций на основе натурных обследований с проявлением характерных дефектов и причин их

появления дано в работах В. В. Филиппова, Г. А. Эстрина, А. И. Кикина, Д. М. Хусаинова, В. А. Семко, В. Н. Должникова, В. Е. Сно и др. Результаты изучения законов распределения дефектов и неточностей, повреждений и несовершенств отражено в работах В. А. Косорукова, В. В. Филиппова, Кужава Здислав и др.

Исследованию действительной работы и учету технологических отклонений в пространственных стержневых конструкциях приведены для купольных покрытий в работе В. А. Савельева, А. И. Шишкина, Е. В. Лебедя и др. Проблемы точности изготовления и собираемости конструкций нашли отражение в работах И. В. Сидорова, В. А. Савельева, В. С. Сытника, А. И. Конакова, В. И. Торкатюка, Р. Г. Губайдуллина, В. В. Филиппова, Е. В. Лебедя и др. Управлением поведением пространственных конструкций как одним из способов борьбы с дефектами среди зарубежных авторов занимались Gaul L., Albrecht H., Wirnitzer J., Hasan R., Xu L. и др. Среди отечественных исследователей увлечённым сторонником активного управления поведением конструкций является Н. П. Абовский.

Среди многих зарубежных исследователей следует отметить Charles R. Farrar, Chars J. Gantes, Chung-Yue Wang, Kaveh A., Nouri M., Kohtaro Matsumoto, Sachiko Wakabayashi, Shen M.-H., которые посвятили свои работы вибродиагностике дефектов конструкций антенн и радиотелескопов и развёртываемых структур. В зарубежной литературе такие конструкции именуются адаптивными конструкциями (adaptive construction), то есть приспосабливающиеся под условия эксплуатации.

Повышение надёжности несущих стержневых систем за счёт точности изготовления, возведения невозможно без совершенствования методов их расчёта. Определение напряжённо-деформированного состояния с учётом дефектов изготовления и возведения при помощи программных комплексов практически невозможно. А. В. Перельмутер и В. И. Сливкер в своей работе [8] отмечают, что авторам неизвестен какой-либо программный комплекс, наделённый способностью к решению расчётных задач монтажных состояний конструкций в такой общей постановке. Типичным примером здесь может служить проектно-вычислительный комплекс ЛИРА, где имеется такого рода специализированный процессор «Монтаж» для расчёта сооружения в стадии возведения. Сегодня, например, в программном комплексе SCAD уже существует аналогичный процессор. Напряжённо-деформированное состояние определяется сегодня, как правило, с помощью идеализированных расчётных схем без учёта влияния начальных несовершенств.

В настоящее время для большепролётных стержневых покрытий не разработано общедоступной методики, позволяющей оценить влияние несовершенств на их действительную работу. Ситуация усугубляется ещё и тем, что последнее время появилось большое количество новых конструктивных форм покрытий. Потому задача адекватного численного моделирования процессов деформирования конструкций большепролетных покрытий с учетом несовершенств и технологии возведения является актуальной в современной теории и практике расчетов (проектирования).

Большинство описанных в работе А. Н. Добромыслова [4] аварий большепролётных покрытий являются свидетельством тому, что несовершенства изготовления и монтажа являлись как сопутствующими так и побуждаемыми причинами многих аварий. Именно случаи обрушения большепролетных покрытий (купол в Истре, аквапарк в Ясенево, Бауманский рынок, крытый конькобежный центр «Крылатское» и др.) создали в обществе напряжённую обстановку, сказано А. М. Белостоцким [2]. Потеря устойчивости одной из колонн привела к обрушению железобетонной оболочки аквапарка (г. Москва, район Ясенево) в 2004 году. Обрушение купола ВНИС ВЭИ им. В. И. Ленина (г. Истра, РФ) в 1985 году произошло потому, что при проектировании не было учтено накопление деформаций (погрешностей сборки), возникающих от этого в процессе монтажа купола внутренних усилий [5]. Аналогичные выводы делает в своей работе [1] В. В. Гордеев по этому же объекту как один из членов Технической комиссии при ЦНИИСК им. Кучеренко. Причиной обрушения покрытия Бауманского рынка (г. Москва) в 2006 году – локальное превышение допустимых нагрузок на антресоль. Обрушение половины покрытия еще несданного в эксплуатацию стадиона «Gong Badak» 2009 году вызвано ошибками в проектных расчетах и «опасной» конструктивной формой [5].

В идеальном случае, даже если все нормативные требования (начиная с проектирования, возведения и завершая всем периодом эксплуатации) будут стопроцентно соблюдены, что практически невозможно, аварии неизбежны в силу объективного несовершенства созданных человеком норм отмечает А. В. Перельмутер в работе [7]. Следовательно повышение уровня надёжности современных большепролётных покрытий требует оценки их состояния с учётом дефектов, возникающих при изготовлении и монтаже.

В большепролётных покрытиях это может сыграть существенную роль в достижении конструкции своего предельного состояния. Потому назрела необходимость в создании методики оценки влияния

несовершенств изготовления и монтажа элементов большепролётных стержневых покрытий на параметры напряжённо-деформированного состояния. При этом важным в методологическом и практическом смысле представляется разработка методики реализующей процесс возведения большепролётного покрытия с учётом погрешностей сборки и установки в проектное положение, с возможностью анализа работы отдельных узлов (и элементов) и всей конструкции.

В. А. Савельев [10] справедливо заметил, что применяемая в настоящее время при расчёте металлических строительных конструкций методика предельных состояний, несмотря на её прогрессивность, обладает следующими недостатками:

1. На несущую способность конструкций оказывает влияние три типа случайных параметров: механические свойства сталей, величины нагрузок и их распределения, начальные несовершенства формы.

2. Практический интерес представляет часто не безотказная работа отдельных элементов, а обеспеченность неразрушимости всей конструкции – свойство живучести. Во многих случаях отождествление этих понятий неправомерно. С другой стороны, для многоэлементных систем вероятность отказа зависит от числа элементов. Поэтому сложные многоэлементные системы, запроектированные по методике предельных состояний, менее надежны, чем простые, состоящие всего из нескольких стержней.

В своей работе Т. А. Павлова [6] отмечает, что одной из важнейших проблем современной строительной механики является анализ чувствительности разрабатываемых систем и конструкций к изменениям в их проектах, несовершенствам в изготовлении, вариациям внешних воздействий, структурным перестройкам под нагрузкой и другим факторам, имеющим детерминированный или вероятностный характер. Получение такой информации для реальных конструкций сопряжено с необходимостью разработки специальных расчетных методов.

Вывод. Анализ последних исследований и публикаций (с кратким рассмотрением некоторых из них в рамках статьи) показал, что определению действительного состояния стержневых металлических конструкций с учётом различных дефектов посвящено много работ. Однако на сегодняшний день отсутствует методика, основанная на численном моделировании задач деформирования конструкций большепролетных покрытий с учётом дефектов изготовления и монтажа, позволяющая оценить влияние дефектов изготовления и монтажа на параметры напряжённо-деформированного состояния. Следовательно для оценки влияния дефектов изготовления и монтажа

на параметры напряжённо-деформированного состояния требуется разработать вспомогательную программу, как вариант, в дополнение к существующим проектно-вычислительным комплексам.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арошенко М., Гордеев В., Лебедич И. Иайны стальных конструкций. – К.: Сталь. – 304 с.
2. Белостоцкий А. М. Численное моделирование в экспертных исследованиях причин обрушения и локального разрушения конструкций большепролетных зданий // International journal for computational civil and structural engineering. Vol. 4, Issue 2. – М. – 2008. – С. 26…27.
3. ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций производственных зданий и сооружений находящихся в эксплуатации. – К.: Укрархстройинформ, 1995. – 46 с.
4. Добромыслов А. Н. Ошибки проектирования строительных конструкций: Научное издание. – М.: АСВ, 2007. – 184 с.
5. Дробот Д. Ю. Живучесть большепролётных металлических покрытий: Диссертация кандидата технических наук. / МГСУ – М.: 2010. – 212 с.
6. Павлова Т. А. Развитие метода расчета строительных конструкций на живучесть при внезапных структурных изменениях: Автореферат диссертация кандидат технических наук / ОГТУ. – Орел. – 2006. – 22 с.
7. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надёжности и безопасности строительных конструкций. Научное издание. – М.: АСВ. – 2007. – 256 с.
8. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
9. Рекомендации по проектированию структурных конструкций // ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 304 с.
10. Савельев В. А. Теоретические основы проектирования металлических куполов: Автореферат диссертации доктора технических наук. – М.: 1995. – 40 с.