



Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського



Під загальною редакцією
заслуженого діяча науки і техніки України,
члена-кореспондента НАН України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 10

Видавництво «Сталь»
Київ – 2012

УДК 001.32:624](477)(082)
ББК 30.4л2(4Укр)я43
З-41

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.; Божко В.А., к.т.н.;
Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар); Гордеев В.М., д.т.н.
(заст. відп. редактора); Гром А.А., к.т.н.; Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;
Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;
Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

З-41 Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2012. Вип. 10 – 284 с.

ISBN 978-617-676-010-8

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкції будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

УДК 001.32:624](477)(082)
ББК 30.4л2(4Укр)я43

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

вул. В. Шимановського, 2/1,
Київ 02660,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

ISBN 978-617-676-010-8

© ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», 2012
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2012

ЗМІСТ

Шимановський О.В. Основні концептуальні рішення стадіонів України до чемпіонату Європи з футболу ЄВРО-2012.....	5
Jerzy Ziolko, Alojzy Lesniak Assembly of the stand roofing steel structure for the football stadium in Gdansk.....	23
Пічугін С.Ф., Зима О.Є. Надійність сталевих підземних магістральних трубопроводів при ремонтних роботах та стаціонарних умовах експлуатації.....	37
Семко О.В., Воскобійник О.П., Авраменко Ю.О. Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном.....	52
Пічугін С.Ф., Чичуліна К.В. Удосконалення конструктивних форм балок з профільованою стінкою.....	65
Артанов О.Й., Гринберг М.Л., Лебедич І.М., Холькін В.В. Підтвердження відповідності конструкцій українських стадіонів для Євро-2012 на засадах технічного регулювання в ЄС.....	77
Губанов В.В., Корсун В.И., Калмыков Ю.Ю. Особенности расчета и проектирования металлоконструкций газохода для железобетонной дымовой трубы Н = 250 м.....	90
Żółtowski K., Romaszkiwicz T. Roof over PGE Arena in Gdansk. Review of structure and monitoring system.....	103
Пелешко І.Д., Гоголь М.В., Іванейко В.М. Ефективність застосування методу пошуку гармонії для розв'язування задач оптимізації металевих конструкцій.....	119
Холькин В.В. Некоторые особенности проектирования, адаптации и технического сопровождения при возведении металлических конструкций покрытия над трибунами стадиона «Арена-Львов».....	132
Цыхановский В.К., Талах С.М., Кордун А.И. Влияние кривизны вертикальной стенки цилиндрического резервуара на напряженно-деформированное состояние ограждающей конструкции.....	146

Leszek Miara, Przemyslaw Ziemczyk Supporting structure and roof diaphragm of the Warsaw National Stadium.....	157
Adam Reichhart The National football stadium in Warsaw.....	177
Сиянов А.И. Работа металлической стеновой конструкции с применением структурного модуля.....	190
Гайдаенко А.С. Методика предотвращения прогрессирующего разрушения стальных конструкций на основе критериев техногенной безопасности.....	198
Білик А.С., Хмельницький С.В. Автоматизація розрахунків покриттів зі сталевих геодезичних куполів.....	207
Морозова Е.В. Обеспечение сейсмостойкости надстраиваемых зданий.....	220
Кліменко В.З. З'єднання на похило вклеєних сталевих стрижнях у конструкціях із клеєної деревини.....	229
Голоднов А.И., Балашова О.С., Скребцов С.И. Расчет стержневых элементов с учетом регулирования остаточного напряженного состояния на части длины.....	236
Голоднов К.А., Кондратюк Е.В. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных балок при различных нагружениях.....	242
Москаленко В.И., Королёв В.П., Гибаленко А.Н., Селютин Ю.В. Научно-техническое сопровождение при оценке ресурса и реконструкции строительных объектов.....	250
Королёв В.П., Амелина А.Ю., Греков Н.С. Оценка соответствия качества противокоррозионной защиты требованиям надежности стальных конструкций.....	261
Гибаленко А.Н. Техническое регулирование надежности и безопасности эксплуатации основных фондов предприятия металлургического комплекса при коррозионном износе.....	272
Вимоги до оформлення статей.....	280

УДК 624.01

Основні концептуальні рішення стадіонів України до чемпіонату Європи з футболу Євро-2012

Шимановський О.В., д.т.н.

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Розглянуто концептуальні та конструктивні рішення стадіонів побудованих та реконструйованих в Україні до чемпіонату Європи з футболу «Євро-2012», а саме, НСК «Олімпійський» у м. Києві, «Донбас-Арена» у м. Донецьку, ОСК «Металіст» у м. Харкові, «Арена-Львів» у м. Львові. Відзначено участь Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського у проектуванні, спорудженні та науково-технічному супроводі цих об'єктів. Особливу увагу приділено металевим конструкціям та їхньому виготовленню. Показано, як вирішувалися проблеми, що виникали під час спорудження та монтажу конструкцій.

Аннотация. Рассмотрены концептуальные и конструктивные решения стадионов построенных и реконструированных в Украине к чемпионату Европы по футболу "Евро-2012", а именно, НСК "Олимпийский" в г. Киеве, "Донбасс-арена" в г. Донецке, ОСК "Металлист" в г. Харькове, "Арена-Львов" в г. Львове. Отмечено участие Украинского института стальных конструкций имени В.М. Шимановского в проектировании, сооружении и научно-техническом сопровождении этих объектов. Особенное внимание уделено металлическим конструкциям и их изготовлению. Показано, как разрешались проблемы, которые возникали во время сооружения и монтажа конструкций.

Abstract. The conceptual and structural solutions of stadiums built and reconstructed in Ukraine for the European Football Championship – EURO 2012, notably – NSC "Olympiyskiy" in Kiev, "Donbass-Arena" in Kharkov, "Arena-Lviv" in Lviv were considered. The participation of V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction in design, erection and scientific and technical maintenance of these objects was discussed. The particular attention is paid to metal structures and their manufacturing. The ways of solving problems which occurred in process of erection and assemblage of structures are presented.

Ключові слова: Євро-2012, спортивні споруди, стадіони, покриття трибун, конструкції металеві, проектування, виготовлення, монтаж.

У 2007 році Україна отримала право на проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу, який є першим міжнародним турніром такого високо рангу в Україні з часу набуття нею незалежності. Тому в Україні були заплановані й успішно здійснені роботи з реконструкції та нового будівництва багатьох об'єктів, у тому числі спортивних, і в першу чергу - футбольних стадіонів для проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу.

Програма підготовки України до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу затверджена указом Президента України N 346/2007 від 24.04.2007 р. “Про заходи щодо забезпечення підготовки та проведення в Україні фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу” і розпорядженнями Кабінету Міністрів України N 1295 від 31.10.2007 р. “Про Державну цільову програму підготовки та проведення в Україні фінальної частини чемпіонату Європи 2012 року з футболу” і N 83 від 16.01.2008 р. “Про план першочергових заходів із підготовки та проведення в Україні фінальної частини чемпіонату Європи 2012 року з футболу”.

У рамках виконання цієї програми були повністю реконструйовані стадіони Національного спортивного комплексу “Олімпійський” у м. Києві та Обласного спортивного комплексу “Металіст” у Харкові, а також зведені нові стадіони “Донбас-Арена” у м. Донецьку і “Арена-Львів” у м. Львові. Проекти стадіонів виконані згідно з вимогами УЄФА і передбачають проведення чвертьфінальних, півфінальних та фінальних матчів найбільших міжнародних турнірів. Усі стадіони мають не лише сучасне архітектурно-компоновочне рішення й органічно вписані в навколишнє природне і міське середовище, але також мають конструктивно раціональну форму і технологічне планування, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів. Нижче представлено опис основних концептуальних рішень, які були прийняті при реконструкції та новому будівництві зазначених стадіонів.

Стадіон НСК “Олімпійський” у м. Києві. Стадіон відноситься до класу “Еліт”, розрахований на 69 тисяч глядачів, його площа становить близько 60000 м², а розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 104 м і ширина – 72 м. Крім того загальна площа забудови стадіону складає біля 160000 м², зона гостинності дорівнює близько 45000 м², а територія упорядкування охоплює площу у межах півтора кілометра навколо стадіону.

Реконструкція стадіону, окрім реконструкції його чаші, включає облаштування на місці центральної трибуни чотириповерхового VIP-корпусу з президентською, VIP та корпоративними ложами, дворівневими скай-боксами, барами, ресторанами, мікс-зоною, ложею преси, приміщеннями для телебачення, операторів, коментаторів та охорони, двома стаціонарними і невеликим проміжним ярусом на трибуні, роздягальнями для футболістів і арбітрів, а також безліччю інших технічних та допоміжних приміщень. На стадіоні встановлена нова система освітлення, розміщена безпосередньо під покриттям, а також два світлодіодних табло. Фасад стадіону виконаний із скляної оболонки, а трибуни накриті великопрольотною висячою світлопрозорою мембранно-

тканинною системою (рис. 1). У розташованій поряд із стадіоном 13-поверховій будівлі “Олімпік Стар” передбачено розміщення різноманітних функціональних приміщень, у тому числі офісного, спортивного та медійного (прес-центр) призначення, а також розташованого на даху майданчика для гвинтокрила (рис. 2).



а



б

Рис. 1. Загальний вигляд стадіону НСК “Олімпійський” з північної (а) і західної (б) сторін



Рис. 2. Загальний вигляд стадіону НСК “Олімпійський” з прилеглою територією упорядкування

Найбільш відповідальним і складним елементом стадіону НСК “Олімпійський” є покриття над його трибунами з вильотом від 65 до 69 м і площею 48500 м², яке не лише входить до числа найбільших у світі покриттів над спортивними аренами, а й одночасно вдало поєднує архітектурно-естетичні і експлуатаційні властивості. При цьому відмінні особливості покриття полягають у тому, що:

- металеві опорні колони покриття винесені за чашу стадіону і не спираються на його трибуни, тим самим не передаючи на них додаткове навантаження (рис. 3, а);
- покриття має в плані вид овального кільця, являє собою великопрольотну висячу двошарову радіально-кільцеву систему і конструктивно складається з верхніх та нижніх радіальних вант діаметром від 55 до 85 мм, підвісок і внутрішнього контурного кільця (рис. 3, б);
- в якості огорожувальної конструкції покриття прийнята мембранно-тканинна система, виконана з синтетичного армованого скловолокном полотна, ламінованого тефлоном із обох сторін, яке має високу міцність, негорючість і прозорість (рис. 3, в);
- поверхня покриття може зазнавати необхідних змін своєї геометрії в залежності від умов навколишнього середовища, причому процес формозміни здійснюється під керуванням спеціально розробленої комп'ютерної системи, в результаті чого створюються умови для якісної аерації і збільшення тривалості природного освітлення трав'яного газону, контролю за температурно-вологісним режимом та усунення можливості виникнення парникового ефекту.

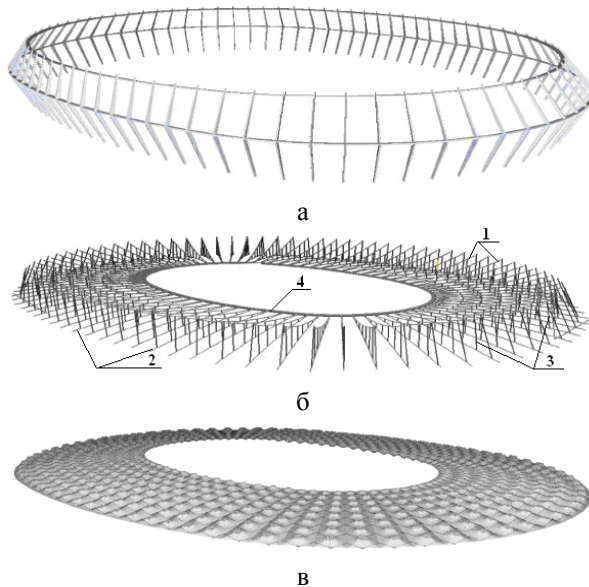


Рис. 3. Конструкція покриття НСК “Олімпійський”:

- а – несучий каркас; б – вантова система; в – мембранно-тканинна покриття;
- 1 – верхні радіальні ванти; 2 – нижні радіальні ванти; 3 – підвіски;
- 4 – внутрішнє контурне кільце

Загальна кількість канатів висячої системи покриття нараховує близько 3 тисяч, їх вага дорівнює 765 т, сумарна довжина сягає 40 км, а діаметр канатів знаходиться у межах від 13 до 115 мм. Для з'єднання окремих канатів між собою передбачено більше 1 тисячі затискачів, а для їх об'єднання в єдину конструкцію покриття – близько 22 тисяч литих елементів (конекторів) підвищеної точності виготовлення і механічної обробки (рис. 4).

Великопрольотна висяча двошарова радіально-кільцева система покриття над трибунами стадіону підвішена до верхнього зовнішнього опорного контуру, який спирається на вісімдесят металевих опорних колон, кожна з яких має довжину біля 50 метрів і вагу близько 50 тон (рис. 5).

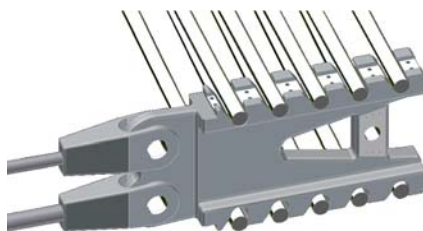


Рис. 4. Литий елемент (конектор) для сполучення верхніх і нижніх радіальних вант зі внутрішнім контурним кільцем

Верхні радіальні ванти, що підтримують виконане з пучка канатів діаметром 90 мм внутрішнє контурне кільце висячої системи покриття, підвішені до розташованого на колонах на висоті близько 40 м верхнього зовнішнього опорного контуру. Нижні радіальні ванти, закріплені на внутрішньому контурному кільці і розташовані безпосередньо над трибунами, підвішені до нижнього зовнішнього опорного контуру, який спирається на колони на висоті близько 22 м. Зовнішні опорні контури виконані з листового прокату і мають зварний коробчастий поперечний переріз із габаритами 800x1200 мм при товщині стінок від 30 до 70 мм.

Відповідно до прийнятої конструктивної схеми покриття, колони, розташовані з кроком близько 10,5 м, шарнірно спираються на залізобетонні конструкції галереї для підходу глядачів, що оперізує стадіон. Верхній опорний контур підвішений до верхівок колон шарнірно у площині вантових ферм, а нижній опорний контур з'єднаний з колонами жорстко. Колони, зі затисненим у них нижнім опорним контуром, утворюють жорстку просторову рамну систему, яка, об'єднана попередньо напруженою висячою системою покриття в єдине ціле, забезпечує стійкість всієї конструкції.

Зовнішні опорні контури (як верхній, так і нижній) є стиснутими від розпору у вантах, що передається на них, причому величина зусиль стиску досягає 5000 т, а внутрішнє контурне кільце – розтягнутим, величина зусиль у якому становить близько 5500 т. При цьому величина максимального зусилля розтягу, яке здатне сприйняти кільце, дорівнює 13500 т.

Металеві опорні колони, що підтримують висячу систему покриття, заввишки запроєктовані ламаною конфігурації, причому точка перелому знаходиться на рівні нижнього зовнішнього опорного контуру (рис. 5). Висота нижньої ділянки колон прийнята близько 22 м, а верхньої – 18 м, що дозволило зменшити еліпсоподібність верхнього зовнішнього опорного контуру з метою зменшення згинальних моментів, що виникають у ньому під дією зовнішніх навантажень.

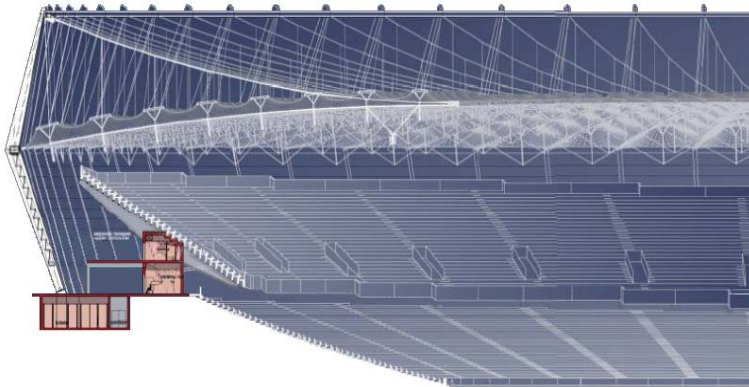


Рис. 5. Поперечний переріз і конструктивна схема висячого покриття над трибунами стадіону

Над нижніми радіальними вантами покриття знаходиться мембранно-тканинна система. Система запроєктована у вигляді тентової конструкції зі шпренгельними підпорами для надання секціям поверхні певної взвищеності, що дозволяє не лише створити попереднє напруження для стабілізації її форми, а й забезпечити природне відведення дощових вод. При цьому у центрах секцій, де встановлені шпренгельні підпірки, передбачено влаштування купольних ліхтарів із світлопрозорим покриттям із полікарбонатних листів

Стадіон “Донбас-Арена” у м. Донецьку. Новий стадіон у м. Донецьку розташований у парку імені Ленінського Комсомолу. Стадіон розрахований на 50 тисяч глядачів, його площа складає близько 59300 м², а загальна площа забудови – 204000 м² (рис. 6).



Рис. 6. Загальний вигляд стадіону “Донбас-Арена” з прилеглою територією

Вибір конструктивного рішення стадіону був значно ускладнений складними геологічними умовами майданчика будівництва, який відноситься до територій IV групи, що підробляються. Тому залізобетонний каркас надземної частини стадіону включає чотирнадцять розділених деформаційними швами секторів трибун для глядачів – по три сектори в північних і південних і по чотири в західних і східних трибунах.

Головними несучими конструкціями стадіону є, по-перше, монолітні залізобетонні фундаменти, що спираються під південними і частиною східних і західних трибун на палі, по-друге, монолітні залізобетонні конструкції каркаса надземної частини трибун, до яких кріпляться збірні залізобетонні конструкції трьох ярусів для безпосереднього розміщення місць для глядачів і, по-третє, металеві конструкції покриття над трибунами загальною масою близько 4,5 тисяч тон (рис. 7).

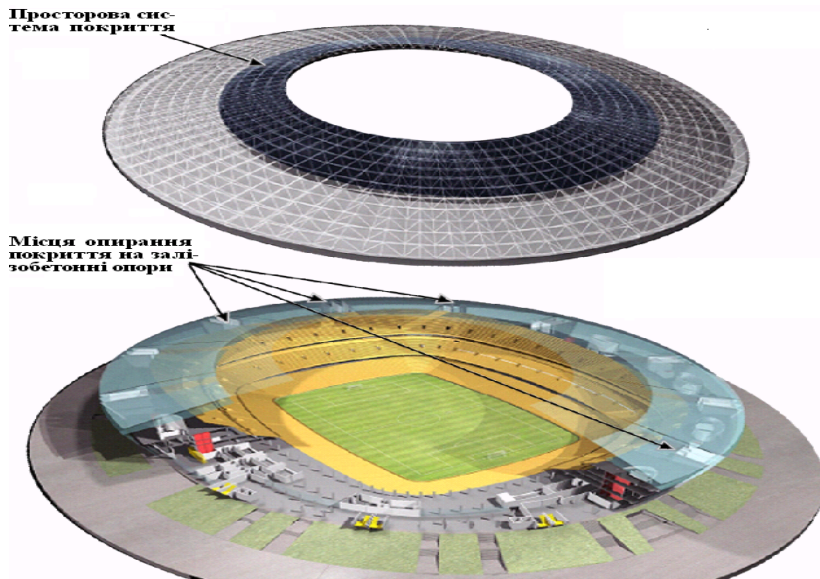


Рис. 7. Схематичний поперечний переріз стадіону

Покриття загальною площею близько 33400 м² має форму овального кільця і дещо нахилене у південному напрямі для збільшення тривалості природного освітлення трав'яного газону. У крайній частині покриття передбачена світлопрозора зона з полікарбонатних листів площею 5300 м².

Головними металевими конструкціями покриття є просторові консольні радіальні ферми завдовжки близько 60 м (рис. 8), на які спираються структурні блоки у формі кільцевих секторів із габаритними розмірами в плані 60х60 м і 60х30 м (рис. 9). Кожен структурний блок покриття спирається на дві сусідні радіальні ферми, на одній з яких опори шарнірно закріплені у трьох взаємно-перпендикулярних напрямках, а на іншій – тільки у вертикальному напрямі, забезпечуючи, таким чином, можливість переміщення вузлів у площині нижніх поясів просторових радіальних ферм до 140 мм.



а



б

Рис.8. Радіальна ферма покриття у зібраному (а) і змонтованому (б) стані



а



б

Рис. 9. Структурний блок покриття:
а – загальний вигляд; б – вузлова деталь типу “Меро”

Стадіон ОСК “Металіст” у м. Харкові. Стадіон розрахований на 38600 глядачів, його площа становить близько 20000 м², а розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 105 м і ширина – 68 м. Загальна площа забудови ОСК “Металіст” становить близько 85000 м².

Реконструкція стадіону, крім власне реконструкції його чаші, включає влаштування 5-поверхового багатофункціонального корпусу, покриття над трибунами, електропідстанції потужністю 500 кВт і значної комерційної зони. Крім того, передбачено повне оновлення пристадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок для футбольних команд, автостоянки для офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ та вболівальників, а також шляхів незалежного та безпечного проходу і евакуації глядачів. Для цього територія навколо стадіону розбита на відокремлені один від одного сектори, кожен із яких має свої власні виходи з 88 турнікетами, з яких 74 повнозростових, 12 стандартних (у тому числі 4 для VIP-відвідувачів) і 2 для інвалідів (рис. 10).

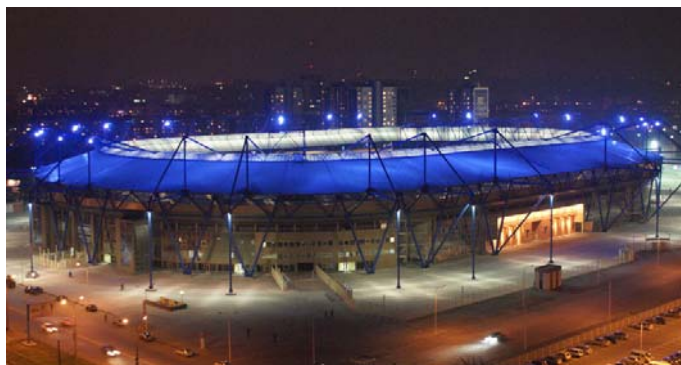


Рис. 10. Загальні види стадіону ОСК “Металіст”

У 5-поверховому багатофункціональному корпусі верхній поверх відведений для розміщення глядацьких лож та інших зручностей для VIP-відвідувачів, у тому числі 7 скай-боксів, а на інших поверхах знаходяться функціональні та технічні приміщення, необхідні для нормальної роботи стадіону, прес-центр на 300 осіб, приміщення для телебачення, операторів, коментаторів і охорони, ресторан на 360 місць, бари, офіси та ін. Приміщення футбольної інфраструктури (роздягальні для футболістів і арбітрів, тренувальний зал, кімната делегатів УЄФА чи ФФУ, лікувально-відновлювальний центр та ін.) знаходяться нижче рівня землі.

На стадіоні демонтована стара система освітлення, що базувалася на чотирьох окремо стоячих щоглах, і встановлена нова, розташована безпосередньо на і над покриттям, яка забезпечує освітленість поля на рівні 2400 люкс (рис. 11, а, б). Крім того, на стадіоні встановлені два світлодіодних табло і світлодіодна рекламна лінія, розташована уздовж периметра поля з боку північної, східної та південної трибун. Також до покриття підвішена система “Spidercam”, що пересувається над полем, і дозволяє одержувати зображення у будь-якій його точці, як із рівня землі, так і з висоти “пташиного польоту”. Під трибунами стадіону передбачені приміщення комерційного призначення (рис. 11, в, г).



а



б



в



г

Рис. 11. Система освітлення стадіону ОСК “Металіст” (а, б) і багатофункціональний корпус із підтрибунними приміщеннями комерційного призначення (в, г)

Найбільш відповідальним і складним елементом стадіону ОСК “Металіст” є покриття над трибунами, виліт якого досягає 36 м, площа – 24860 м² (у тому числі світлопрозора зона вздовж внутрішнього периметра площею 7765 м²), а загальна маса металевих конструкцій – 3,5 тисячі тон, виконане із застосуванням консольно-ферменної конструктивної схеми, що вдало поєднує архітектурно-естетичні та експлуатаційні властивості. Відмінною особливістю покриття є те, що всі його 24 металеві V-подібні опорні стійки не спираються на трибуни (і тим самим не передають на них додаткове навантаження), а винесені за чашу стадіону. Застосоване рішення дозволило не тільки повністю накрити всі глядацькі місця на трибунах стадіону аж до їх перших рядів, але й одночасно збільшити на них кількість місць.

Головним чинником, що визначив конструктивне рішення покриття трибун стадіону, виявилася нездатність існуючих конструкцій трибун до сприйняття значних додаткових навантажень. Тому несучі конструкції покриття прийняті у вигляді окремо стоячої системи, не пов'язаної з існуючими конструкціями стадіону (рис. 12, 13).

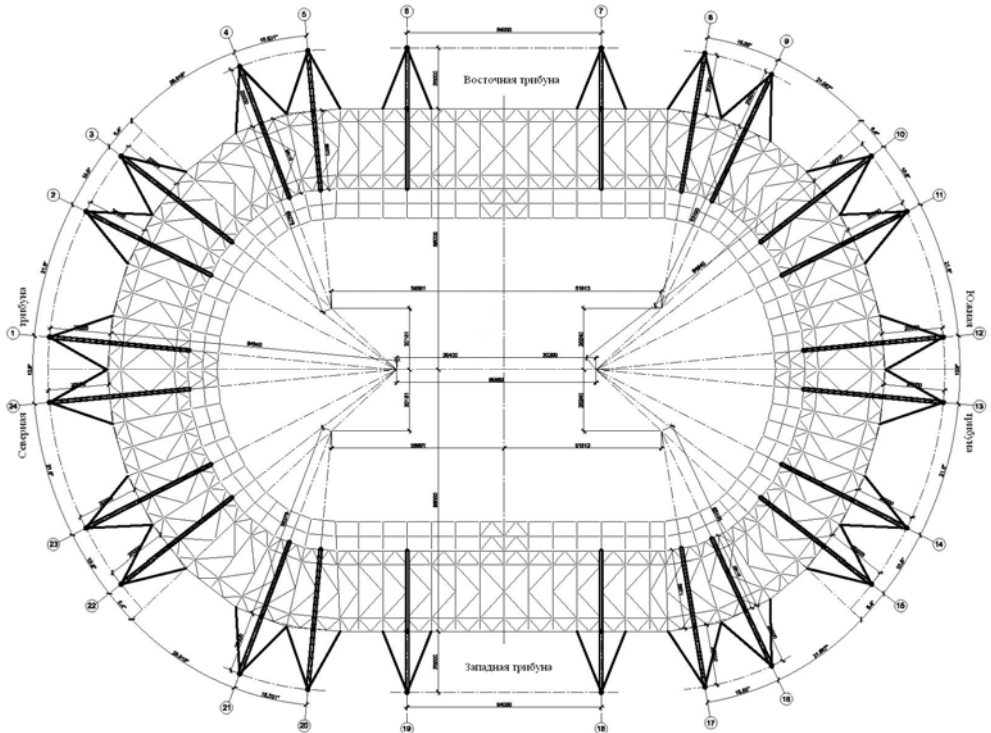


Рис. 12. Принципова схема несучих конструкцій покриття трибун стадіону ОСК “Металіст”

Каркас покриття вирішений у вигляді замкнутого опорно-підкрівляного контуру, що складається з V-подібних опорних стійок висотою 22,3 м, які спираються на залізобетонні фундаменти з кроком від 16 до 64 м і підкрівляних ферм висотою 6 м із відміткою осі верхнього пояса 24 м, які з'єднують ці стійки (рис. 13, 14). У 20 м від опорно-підкрівляного контуру розташовані зовнішні опорні стійки поперечних рам, також об'єднані в загальну систему каркасу. У свою чергу до зовнішніх опорних стійок через систему розкосів підвішені кроквяні ферми над трибунами.

До кроквяних ферм поперечних рам на відстані 26,25 м від V-подібних опорних стійок підвішені підкрівляні ферми висотою 6 м із відміткою верхнього пояса 32,25 м, що розділяють кроквяні ферми на дві частини – основну прольотом 26,25 м і консольну вильотом 9,75 м. Крок кроквяних ферм прийнятий від 8,0 до 9,0 м, а в окремих місцях досягає 12,0 м. Основна частина кроквяних ферм запроектована висотою 3,0 м із паралельними поясами, ухил яких становить 17,8 від футбольного поля, і довжиною панелі 4,375 м.

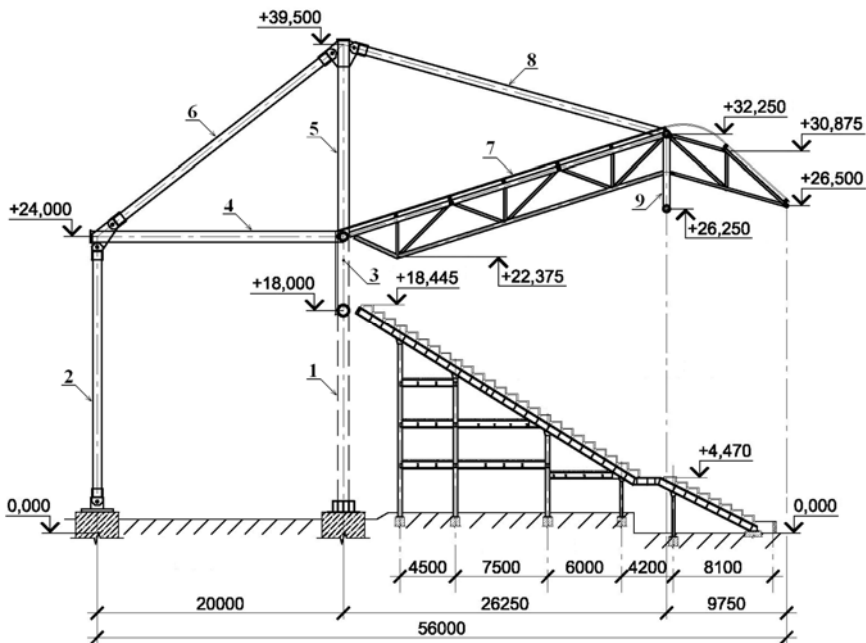


Рис. 13. Поперечний переріз східної трибуни стадіону ОСК “Металіст”:

- 1 – V-подібна опорна стійка; 2 – зовнішня опорна стійка;
- 3 – опорно-підкрівляний контур; 4 – розпірка; 5 – стійка-надбудова;
- 6 – розкос; 7 – кроквяна ферма; 8 – розкос; 9 – підкрівляна ферма

У прольотах між фермами з кроком близько 8 м встановлена регулярна система прогонів, на яку укладається покрівельне покриття. Крім того, по верхніх поясах кроквяних і підкроквяних ферм встановлений суцільний в'язевий диск, який забезпечує геометричну незмінність і стійкість усього покриття у цілому.

Таким чином, до складу кожної поперечної рами входять (рис. 13): V-подібна і зовнішня опорні стійки висотою 22,3 м кожна, що спираються на залізобетонні фундаменти; опорно-підкроквяний контур; розпірка на позначці 24 м між оголовком зовнішньої опорної стійки і верхом опорно-підкроквяного контуру; стійка-надбудова, яка спирається на позначці 24 м на опорно-підкроквяний контур і підтримує систему підвіски кроквяної ферми над трибунами на позначці 39,5 м; розкос, що з'єднує оголовки зовнішньої опорної стійки на позначці 24 м і стійки-надбудови на позначці 39,5 м; кроквяна ферма; розкос, що з'єднує оголовок стійки-надбудови на позначці 39,5 м і верхній пояс кроквяної ферми на позначці 32,25 м; тросові розтяжки, що з'єднують оголовки зовнішньої опорної стійки і стійки-надбудови з опорно-підкроквяним контуром.

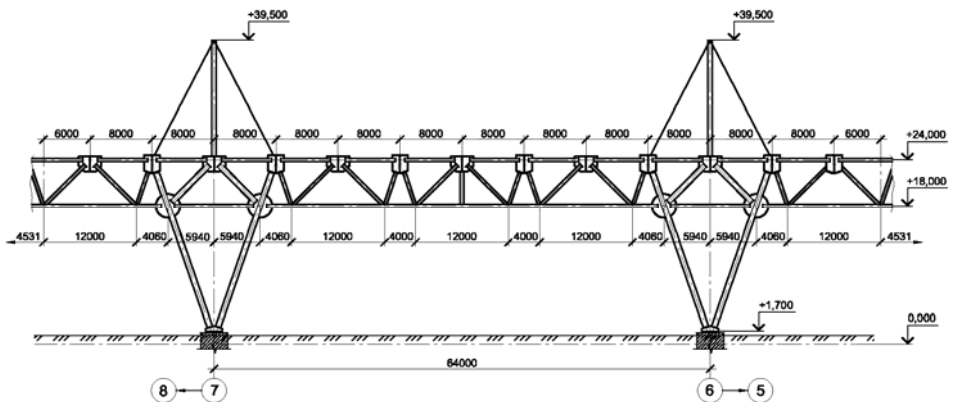


Рис. 14. Фрагмент опорно-підкроквяного контуру стадіону ОСК “Металіст”

Усі конструктивні елементи покриття максимально уніфіковані за типорозмірами і видами профілів. Основні несучі конструкції покриття виконані з профілів трубчастого перерізу діаметром від 219 до 720 мм із шарнірним з'єднанням, огорожувальні – з оцинкованого профільованого листа, а світлопрозора зона – з полікарбонатних листів. Прогони покриття прийняті коробчастим, складеними з двох прокатних швелерів. До складу покриття включено також значну кількість допоміжних конструктивних елементів, призначених для розміщення та обслуговування різних інженерних мереж і пристроїв, у тому числі кільцеві площадки для обслуговування покриття та розміщення світлотехнічного обладнання,

аудіо-, теле-, відео-і радіотрансляційної апаратури, а також стенди для двох світлодіодних табло з боксами для їх обслуговування. Конструктивні елементи цих площадок прийняті зі сталевих відкритих і замкнучих профілів.

Стадіон “Арена-Львів” у м. Львові. Загальна площа території будівництва стадіону “Арена-Львів” разом із навколостадіонною інфраструктурою складає близько 248000 м², а площа забудови становить біля 46000 м². Стадіон розрахований на 33788 глядачів, а розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 111 м і ширина – 72 м (рис. 15).

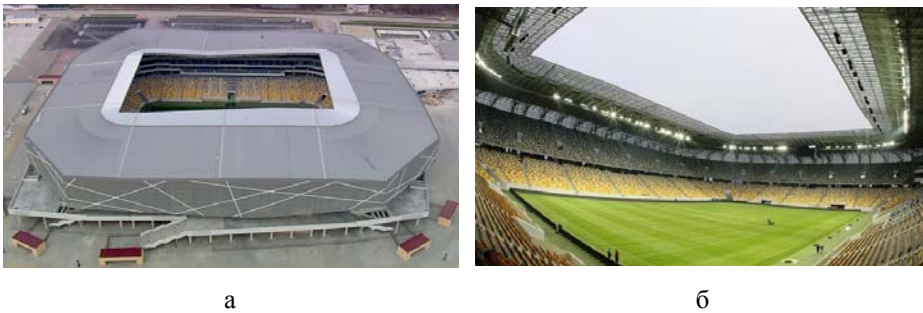


Рис. 15. Зовнішній (а) та внутрішній (б) загальні види стадіону “Арена-Львів”

Уздовж периметра футбольного поля з південної, східної і північної сторін розташовані двоярусні трибуни, під першим ярусом яких розміщений паркінг, а із західної сторони – один ярус трибун і п'ятиповерхова основна будівля стадіону, в якій знаходяться ложі та інші зручності для VIP-відвідувачів (у тому числі скай-бокси на 150 місць), прес-центр, приміщення для представників ЗМІ, телебачення, операторів, коментаторів та охорони, ресторани, кафе, бари, офіси, функціональні та технічні приміщення, необхідні для забезпечення нормальної роботи стадіону та ін. Під північними трибунами знаходяться приміщення футбольної інфраструктури (роздягальні для футболістів і арбітрів, тренувальний зал, кімната делегатів УЄФА або ФФУ, лікувально-відновлювальний центр та ін.). До покриття у зоні південних і північних трибун підвішені два світлодіодних табло. На трибунах передбачені спеціальні зони і ліфти для глядачів із обмеженими фізичними можливостями.

Проектом передбачено значний розвиток навколостадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок загальною площею 6000 м² для футбольних команд, офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ, вболівальників (у тому числі з обмеженими фізичними можливостями) і обслуговуючого персоналу, шляхів незалежного та безпечного проходу і

евакуації глядачів, а також низки додаткових зон – готельно-ділової, виставкової, зовнішнього транспорту та придорожного сервісу, комунальної та паркової.

Найбільш відповідальним і складним елементом стадіону “Арена-Львів” є покриття над трибунами, загальна площа якого становить біля 29000 м². Уздовж периметру стадіону воно має ухил близько 5 градусів у бік зовнішнього контуру і розташоване на різних позначках із плавним зниженням у напрямку південних і південно-західних трибун, що дозволяє збільшити тривалість природного освітлення трав’яного газону футбольного поля. У зонах південних, східних і північних трибун покриття спирається на залізобетонні пілони, а у зоні західних трибун – на залізобетонні колони каркасу основної будівлі стадіону. Покриття разом із залізобетонним каркасом чаші стадіону розділене антисейсмічними швами на конструктивні блоки, довжина яких не перевищує 50 м. В якості основних несучих конструкцій покриття прийняті металеві конструкції типу “Меро”.

Основні рішення металевих конструкцій покриття представлені на рис. 16. Покриття розділене на одинадцять конструктивних блоків, кожен із яких включає прогони, структурні конструкції, кроквяні ферми, опорні стійки та опори. Прогони слугують для кріплення конструкцій покрівлі та стінового огороження. Структурні конструкції покриття і фасадів мають ортогональне розташування поясів і утворюють прямокутні чарунки розмірами близько 3,3х3 метри. Стержневі елементи структури за допомогою наконечників болтового типу кріпляться до спеціальних вузлових деталей (рис. 17), причому болти у цих з’єднаннях прийняті класу 10.9 із контрольованим зусиллям натягу величиною до 15% їх несучої здатності.

Структурні конструкції покриття спираються на кроквяні ферми змінної висоти, розташовані з кроком 10 метрів у центральних і 11,25 градуса по радіусах кіл у кутових секторах (рис. 16, а). Кроквяні ферми мають консолі довжиною до 19 метрів і спираються на залізобетонні пілони трибун із використанням віддалених на 6 метрів один від одного спеціально розроблених опор двох типів, причому якщо на опори типу 1 ферми спираються через опорні стійки, то на опори типу 2 – через опорну деталь (рис. 18). Опори кріпляться до залізобетонних пілонів трибун за допомогою анкерних болтів із подальшою підливкою опорних плит твердіючим розчином «Pagel».

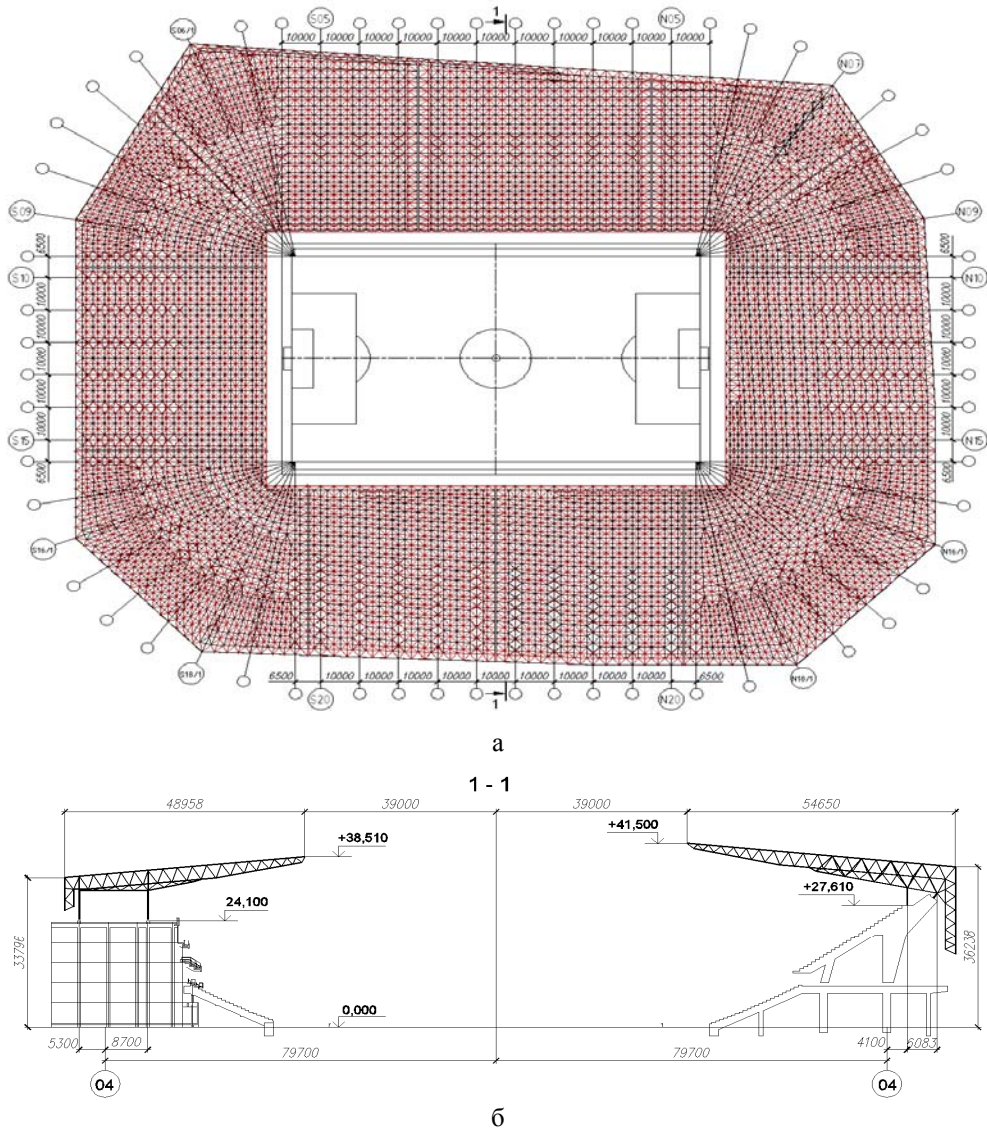


Рис. 16. Схема розташування конструктивних елементів структурного покриття (а) і поперечний переріз стадіону (захід-схід) (б)



Рис. 17. Вузлова деталь для з'єднання стержневих елементів структури (а) та наконечник стержневого структурного елемента (б)

Відправні марки поясів і двох опорних розкосів ферм об'єднуються фланцевими з'єднаннями, а решта розкосів – листовими накладками за допомогою високоміцних болтів класу 10.9 з контрольованим зусиллям натягу величиною 85% їх несучої здатності.

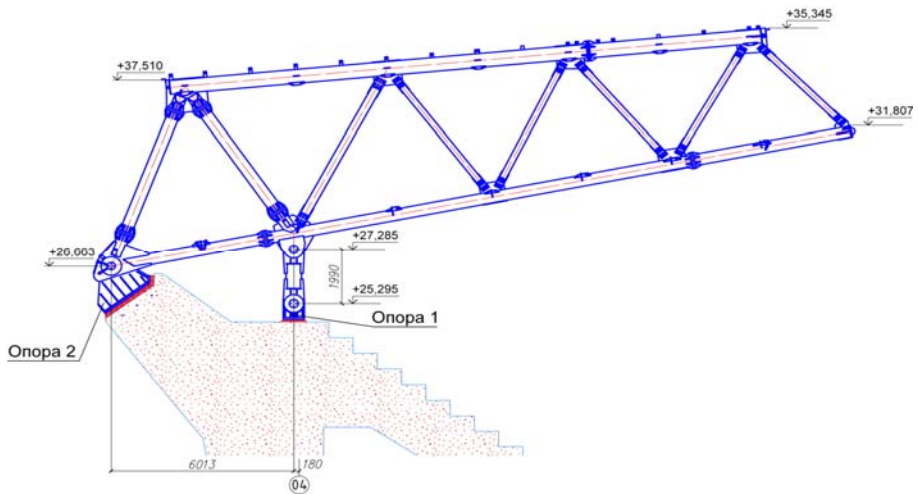


Рис. 18. Схема кроквяної ферми

Стержневі елементи структур, кроквяних ферм і опорних стійок прийняті з круглих труб, деталі опор – із товстолистового прокату, а прогони – з двотаврів і швелерів. Металеві конструкції покриття виконані зі сталей марок S355J2H, S355J2+N, S355J2+N+Z25 і S355J2+AR, які мають гарантовані показники ударної в'язкості при температурі мінус 20° С. При цьому витрата сталі на основні несучі металоконструкції покриття складала близько 2700 т.



Рис. 19. Армування оголовків залізобетонних пілонів із анкерними пристроями у зонах кріплення кроквяних ферм покриття

По прогонах покриття влаштована покрівля зі сталевого профільованого настилу, на який покладені шумопоглинаючі жорсткі мінераловатні плити, гідроізоляція та покрівельні профільовані листи з алюмінієвого сплаву. Уздовж усього внутрішнього периметру покриття передбачена світлопрозора зона завширшки від 9,5 до 15,5 метрів, виконана зі світлопрозорого матеріалу (макролону), а уздовж зовнішнього – лотки для збирання атмосферних опадів. Стінова огорожа навісних фасадів передбачена із профільованих листів із алюмінієвого сплаву.

Проектні рішення залізобетонних пілонів трибун із анкерними пристроями у зонах кріплення кроквяних ферм наведені на рис. 19. При цьому передбачено, що анкери цих пристроїв діаметром від 48 до 72 мм і довжиною до 6 м виконуються зі сталі С345 і попередньо натягуються зусиллями величиною 80% їх несучої здатності після обетонування оголовків пілонів.

Надійшла до редколегії 15.08.2012 р.

УДК 624.01

Assembly of the stand roofing steel structure for the football stadium in Gdansk

¹**Jerzy Ziolk**o, Prof. Dr. hab, ²**Alojzy Lesni**ak

¹University of Technology and Life Sciences in Bydgoszcz, Poland

²Energomontaż, Poland

Анотація. Розглядається технологія монтажу навісу над трибунами стадіону в Гданську, побудованого для Європейського футбольного чемпіонату Євро-2012. Силует, форма та колір фасаду стадіону нагадує усічений шматок бурштину. Металічна конструкція навісу над трибунами має квазі-еліптичну форму з максимальним діаметром 220,0 м та мінімальним діаметром 187,0 м, висоту 38,0 м, ферми навісу досягають 48,0 м. Конструкція навісу важить 7150,0 тон. Тривалість монтажу споруди – 226 днів.

Аннотация. Рассматривается технология монтажа навеса над трибунами стадиона в Гданске, построенного для Европейского футбольного чемпионата Евро-2012. Силуэт, форма и цвет фасада стадиона напоминает усеченный кусок янтаря. Металлическая конструкция навеса над трибунами имеет квази-эллиптическую форму с максимальным диаметром 220,0 м и минимальным диаметром 187,0 м, высотой 38,0 м, фермы навеса достигают 48,0 м. Конструкция навеса весит 7150, 0 тон. Длительность монтажа сооружения - 226 дней.

Abstract. The technology of stand roofing assembling for the stadium built in Gdańsk for the European Football Championship – EURO 2012 was discussed. The stadium has a characteristic silhouette, its shape and colors of the façade resembling a cut block of amber. The steel structure of the roofing over the stand of quasi elliptical form, with the maximum diameter of 220,0 m and minimum diameter of 187,0 m, is 38,0 m height, the roof girders having a reach of 48,0 m. The roofing structure weight is 7150,0 ton. It was assembled in 226 days.

Key words: stadium in Gdańsk, roof girders, roof assembling.

Introduction. A consecutive European Football Championship tournament took place in June and the beginning of July 2012. Poland and Ukraine were entrusted by UEFA with organizing that event. Each of the hosts was obliged to build four modern stadiums meeting UEFA's standards. Warsaw, Gdańsk, Poznań and Wrocław in Poland and Kiev, Kharkiv, Donetsk and Lviv in Ukraine were the cities selected as the host venues.

The stadium in Gdańsk was designed for about 41 000 spectators. It was placed on a plot of 43 650 m² located between the Old Town and the New Port districts. A German architectural practice RKW Rhode, Kellermann, Wawrowsky GmbH from Düsseldorf won the competition for the stadium design and made the architectural design and building conception design. Building detail designs were worked out as follows:

- object erection – Prof. Dr. hab. Eng. Michał Topolnicki, the Gdansk University of Technology,
- concrete structures of foundations and stands - Autorska Pracownia Konstrukcyjna „Wojdak” Dr. Eng. Ryszard Wojdak, the design checked by Prof. Dr. hab. Eng. Tadeusz Godycki-Ćwirko,
- stand roofing steel structure - Konsultacyjne Biuro Projektów Żółtowski - Dr. hab. Eng. Krzysztof Żółtowski, professor, the Gdansk University of Technology.
- stand structure components, landscape architecture and coordination of the whole design work – Eilers & Vogel from Hannover.

The construction work was performed by a Hydrobudowa Polska / Alpine Polska Consortium.

The stand roofing steel structure was made and assembled by a consortium of:

- Energomontaż „Południe” S.A. from Katowice,
- PBG – Technologia from Wysogotowo near Poznań,
- Martifer Polska Sp. z o.o. from Gliwice,
- OCEKON ENGINEERING from Kosice (Slovakia).

Eng. Tomasz Osubniak, MSc, was the stadium stand roofing construction manager, while Eng. Tomasz Zyska, MSc, managed the final stage of the construction work and dismantling of the supporting lattice beams and mounting towers as well as lowering of the roof from the auxiliary structure.

General characteristics of the stadium roofing structure. Projective stadium has a near-ellipse-shape (Fig. 1) with the longest axis measurement 220,0 m and the shortest axis 187,0 m long. The stadium roofing is a welded steel structure composed by 82 sickle-shaped carrying girders (Fig. 2) as well as bracings and purlins. The carrying girders (distributed along the stand periphery with a spacing of about 8,0 m) have the form of spatial frameworks of a trapezoidal section.

Bars of the upper belt have the spacing changing from 1205 mm at the bearings to 4280 mm in the girder axis curving zone, the spacing of the lower belt bars varies from 405 mm to 1200 mm, respectively. The largest girder height (in the curving zone) amounts to 5,8 m. S355J2 steel was used for the girders. For the belts (the upper and the lower one) $\phi 355,6$ pipes with wall thickness from 10 up to 16 mm were used –the pipes in the lower part of the girder have the largest wall thickness. All cross braces are made of $\phi 219,1/8$ pipes. The girders are joined together at each truss joint of the upper belt with horizontal tubular bars and cross braces of “X” type made of round bars (Fig. 3). Owing to those bracings as well as a $\phi 500 \times 20$ mm linking ring, connecting together girder ends inside the stadium, the roofing structure forms a rigid quasi shell with a

hole in the middle. Therefore, it may be independent of the reinforced concrete structure of the stand, resting only on it at 82 articulated joints on a carrying ring integrated in the floor at a height of about 7,0 m above the ground level (Fig. 4). Pivot bearing for the roofing steel girder has been achieved by welding bottom ends of the belt (the upper and the lower one) to a horizontal $\phi 500 \times 24$ mm pipe and inserting the pipe in a cast steel bearing of the cradle type (Fig. 5). The pipe transferring reaction of the support to the bearing had the original diameter of 508 mm and wall thickness of 28 mm, but was machined on the outside in order to exactly fit the bearing. The pipe was filled next with expansive concrete of B28 class and closed with circular covers welded on the ends.

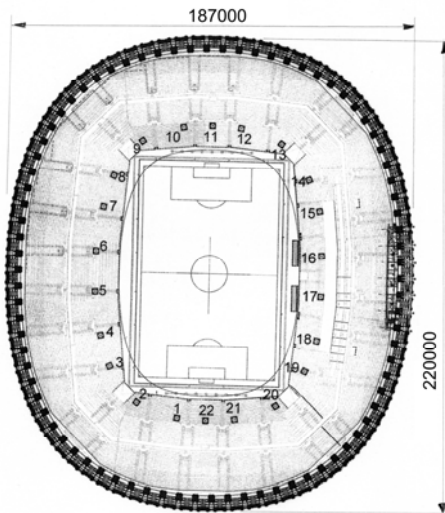


Fig. 1. Horizontal projection of the stadium (the numbered boxes show the layout of mounting towers supporting the roof carrying structure during assembly, the black squares along the stadium contour show locations of the bearings of 82 roof carrying girders – see Fig. 2)

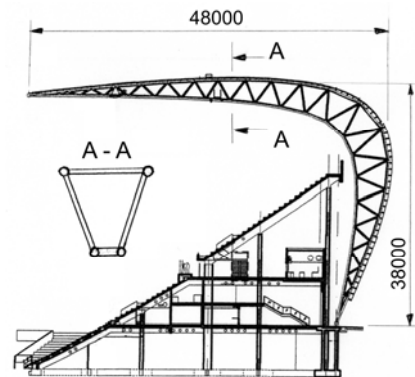


Fig. 2. Roof carrying steel girder – diagram and cross section not to scale (description - see the text)

The total mass of the stand roofing steel structure of the stadium in Gdańsk amounted to 7150,00 ton.



Fig. 3. Bracing between neighboring girders: ring-shaped (horizontal) made of pipes, cross braces made of circular bars



Fig. 4. Supporting of roof girders on the reinforced concrete ring in the floor at a height of about 7,0 m above ground

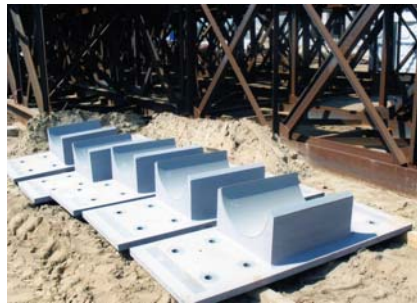


Fig. 5. Cast steel support bearings for the carrying girders and components of mounting towers (in the background) stored on the construction site

Assembly. Cutting of pipes for framework bars to be joined together at various angles and chamfering of edges for welding in various positions were performed at mechanical works in Kosice and partly also at works in Hungary cooperating with them. The pipes prepared in such a way were transported to the Martifer Metallic Constructions plant in Gliwice, where they were joined together into units having dimensions suitable for road transport to Gdańsk. Prior to shipping a trial assembly on special frames was performed at the Gliwice plant (Fig. 6), together with covering the units with a layer of anti-corrosion primer and the first coat of paint. After having been checked the girders were dismantled to be transported in parts to Gdańsk on multi axle trailers (Fig. 7).



Fig. 6. Trial assembly of a three-dimensional roof girder at the plant in Gliwice (photograph courtesy of the Investor)



Fig. 7. Transportation of roof girder parts from the plant to the construction site (photograph courtesy of the Investor)

After having arrived at the construction site parts of the roof girders were stored along assembly transoms, which were equipped with special tooling consisting of posts with brackets, platforms and grips to facilitate assembling and welding of the structures. In good weather welding was performed outside, while on rainy days or in strong winds it was executed inside the special protective tents. The tents, movable along tracks laid on both sides of the transoms, could be shifted over those zones where welding was being done (Fig. 8). A protection tent had the following dimensions: the spread of 13,0 m, height of 12,62 m, length of up to 35,09 m, depending on the number of modules 2,92 m long. The tent had a steel framework mounted on carriages, which allowed it to be moved along the track. The side walls and the roof were made of non-flammable PVC

coated polyester fabric stretched across the steel framework. The end walls, made of the same material, were of folding type. These tents were also used for protection of assembled units during repairs of the anti-corrosion paint coat applied at the plant and damaged in the vicinity of welds made on site or mechanically damaged during transportation.



Fig. 8. Assembling of roof girders on site on two parallel assembly transoms (movable tents for protection of welding works on rainy or windy days can be seen in the background)

The lower sections of roof girders (the so called “façade” sections), bonded and checked thoroughly for correctness of joining, were transported directly to the reinforced concrete structure of the stand and mounted on the articulated bearings (Fig. 9). The respective roof girders had to be fastened to the reinforced concrete crown beam on the stand top until the entire stand roofing structure was assembled. That was done with the aid of segmented steel ring made of successively mounted double-tee bars. Bars of the roof girder lower belt were fastened to the ring using steel stirrup bolts (Fig. 10).

In order to set about assembling “roof” sections of the carrying girders it was necessary to erect inside the stadium 22 mounting towers for supporting lattice beams on which the end sections of the stand roofing carrying girders would be put. For the layout of mounting towers see Figure 1. The towers had the form of axially compressed steel framework pillars with square cross sections, each of them having the base tied to the reinforced concrete structure of the stand foundation and the head stabilized with four stays. Two of the stays were anchored at the bottom to the reinforced concrete stand structure (Fig. 11), while the remaining two were fastened to the ground anchors made under the stadium pitch (Fig. 12).



Fig. 9. The first assembled “façade” part of a roof girder (02.04.2010). The instant of temporary fastening of the girder to the segmented steel ring on the reinforced concrete stand crown beam

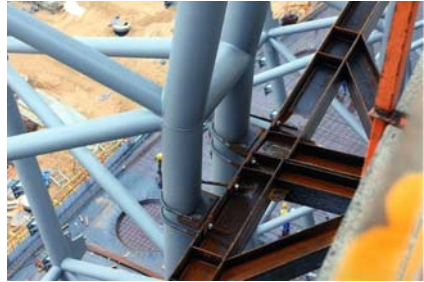


Fig. 10. Bars of a roof girder lower belt connected temporarily with stirrup bolts to the steel ring on the stadium stand reinforced concrete crown beam



Fig. 11. Anchorage of mounting tower stays to the reinforced concrete structure of the stadium stand (stays of two neighboring towers were fastened to one anchor)



Fig. 12. Anchorage of mounting tower stays within the stadium pitch – a ground anchor (note as for Fig. 11)

The “roof” sections of girders, bonded and checked thoroughly for correctness of joining, were transported to the assembling crane on special self-propelled multi axle platforms (Fig. 13). They were fitted there with scaffolds necessary for safe work at heights, and accessories to facilitate joining to the previously mounted “façade” sections of the girders.



Fig. 13. A “roof” section of a roofing carrying girder (about 48 m long) transported on a self-propelled multi axle platform from the paint shop tent to the mounting crane

A LIEBHERR 1350 crawler crane was used for mounting the girder „roof” sections. The crane, with the boom and jib of 42 m length each, the working radius of 34 m and the total mass of ballasts (main and auxiliary) amounting to 163,0 ton had a lifting capacity of 38,0 ton (Fig. 14). The mass of roof girder to be mounted was equal to 31,0 ton. Mounting of the first roof girder is shown in Figure 15.

Assembly joints of girder belt pipes had been designed as butt joints welded on one side. To facilitate joining of the pipes guides made of four crossing metal sheets were welded inside the pipes of the section to be assembled. Protruding portions of the sheets narrowed toward the ends, thus forming truncated cones which centered the pipes being joined (Fig. 16).

To make possible adjustment of the weld groove between the pipes to be joined thrust pieces were welded near the edges of both pipes (Fig. 17). These pieces were linked together with bolts provided with nuts below and above the thrust plate. By turning the nuts one could adjust the pipe edge spacing so as to ensure a thorough penetration of the weld made on site.

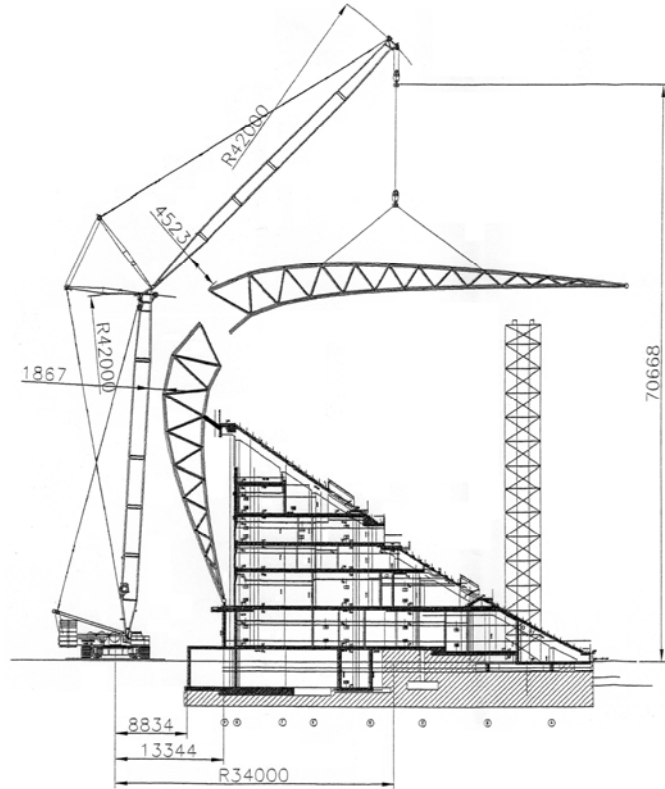


Fig. 14. Diagram of carrying girder “roof” section mounting



Fig. 15. The first assembled “roof” section of a roof carrying girder(13.05.2010)



Fig. 16. Ends of the upper belt bars of a girder “roof” section fitted with fixtures to facilitate assembling



Fig. 17. Accessories for adjustment of the weld groove width of the girder upper belt pipe joint

Each carrying girder, beginning from the second one with assembled “roof” section, was linked to the preceding girder by means of circumferential bars. The purpose was to make a rigid structure – compare Figures 18a and 18b.

Figure 19 shows tips of the first two assembled roof girders; the tips end with segments of the linking ring. On completion of all girders assembly and welding of the missing sections of this ring it became the main linking ring playing the essential function in the roofing behavior.

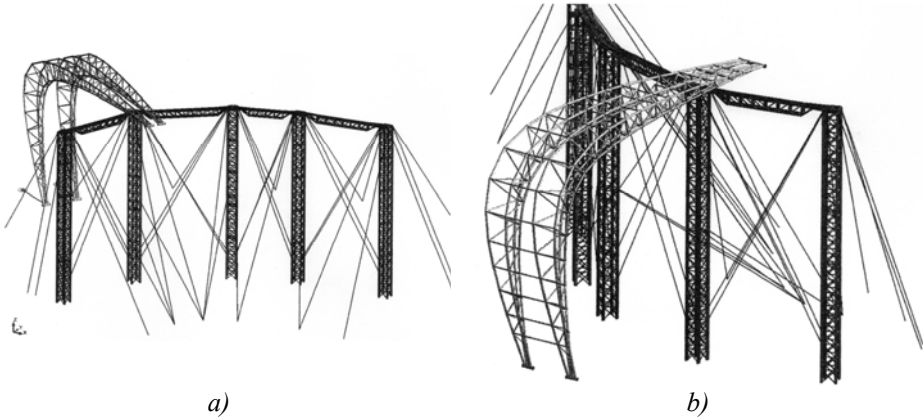


Fig. 18. Diagram showing a “roof” girder resting on the supporting lattice beams, the girder immediately after assembling, two adjacent girders linked with circumferential bars prior to the mounting of the next girder



Fig. 19. Tips of two adjacent girders resting on the supporting beam. Components of the main linking ring measuring $\phi 500 \times 20$ mm can be seen on the girder tips

Figure 20 shows a further stage of the construction work – assembling of twelve carrying girders.

Dismantling of the supporting beams and mounting towers was an essential and technically difficult stage of the works. Dismantling was only possible after having welded together and checked the whole main linking ring connecting all the roof carrying girders. When that was done one had to set about disconnecting the roof carrying structure from its temporary links to the

reinforced concrete crown beam on the stand top. The roof carrying structure had to become independent of the reinforced concrete structure. Cutting of the stirrup bolts joining the steel girders with the reinforced concrete structure (see Fig. 10) stirred up a lot of emotions, as that could not be done for all of 82 girders simultaneously. One was afraid that successive releasing of the girders from those temporary joints could result in local unstressing of the steel structure and hence its deformation. However, no such effect took place.



Fig. 20. Assembled 12 “roof” segments of the stand roofing carrying structure

Heads of the mounting towers, and specifically the middle parts of these heads, could be shifted vertically within the range of several tens of centimeters with use of appropriate hydraulic lifts. Such design of the heads made it possible to dismantle the supporting beams and afterwards the mounting towers themselves. The procedure adopted can be outlined as follows:

- two hydraulic lifts, controllable from a central station, were installed on each tower,
- those lifts were used for lifting the whole steel roof by about 30,0 mm,
- backing pads and supports on which the beams rested were removed,
- the supporting beams were lowered by 650,0 mm using hydraulic lifts. That was broken down into stages of about 200 mm each. The state of the roof carrying structure was checked after each stage,
- geodesic measurements made on completion of the final stage showed that the respective carrying girders settled at the ends by 260,0 mm to 370,0 mm. Those results differed from calculated ones by 5 ÷ 12%. This was acknowledged as acceptable, having in mind unavoidable differences in manufacturing of the respective girders,

- the difference of levels between the bent roof girders and the supporting beam tops was in the range of 390,0 mm to 280,0 mm, which was a distance sufficient for supporting beams dismantling.

Operations of lifting and lowering of the roof carrying structure was carried out by a specialized Polish company SLING.

The mounting towers consisted of three segments bolted together, therefore they could be dismantled by separating the segments after successively unbolting them.

The completely assembled roof carrying structure is shown in Fig. 21; Fig. 22 shows Prof. A.V. Shimanovskij and Eng. I.B. Shumovskaya visiting the construction site.



Fig. 21. Completely assembled roof carrying steel structure of the stadium (31.08.2010
– photograph courtesy of the Investor)

Covering of the object with polycarbonate plates on aluminum purlins was done by another contractor and will be the subject of another paper, written for this conference by Dr. Eng. Dariusz Kowalski.

Assembling of the stand roofing steel structure of the stadium in Gdańsk lasted from April 2 to November 14, 2010. Despite the fact that most of the work was done at substantial height, no serious accident occurred.

The stadium, commissioned on completion of all works, is shown in Fig. 23.



Fig. 22. Professor Aleksandr V. Shimanovskij and Eng. Irina B. Shumovskaya visiting the Gdańsk stadium construction site. During the visit in Gdańsk an agreement on scientific cooperation with the Gdansk University of Technology was signed (10.05.2011)



Fig. 23. The stadium in Gdańsk after commissioning (19.07.2011 – photo by A. Jemiołkowski)

Надійшла до редколегії 21.08.2012 р.

УДК621.643.004.15

Надійність сталевих підземних магістральних трубопроводів при ремонтних роботах та стаціонарних умовах експлуатації

Пічугін С.Ф., д.т.н., Зима О.Є.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. У статті розглянуто чинники, що впливають на надійність сталеві конструкції магістрального трубопроводу при ремонтних роботах та стаціонарних умовах експлуатації. Проведено розрахунок параметрів напружено-деформованого стану магістрального трубопроводу при монтажних навантаженнях під час заміни ділянки. Проаналізовано систему допусків при будівництві лінійної частини магістральних трубопроводів. Розглянуто питання впливу допусків на надійність магістральних трубопроводів.

Аннотация. В статье рассмотрены факторы, которые влияют на надежность стальной конструкции магистрального трубопровода при ремонтных работах и стационарных условиях эксплуатации. Проведен расчет параметров напряженно-деформированного состояния магистрального трубопровода при монтажных нагрузках во время замены участка. Проанализировано систему допусков при строительстве линейной части магистральных трубопроводов. Рассмотрен вопрос влияния допусков на надежность магистральных трубопроводов.

Abstract. Factors affecting the reliability of steel main pipeline in repair work and stationary conditions were considered in the article. Calculations of the stress and strain state of steel main pipeline to the assembly loads were conducted. Tolerance system in the construction of the linear part of the main pipelines was analysed. Question of the tolerances impact on the reliability of main pipelines was considered.

Ключевые слова: магістральні трубопроводи, умови експлуатації, надійність.

Розвиток трубопровідного транспорту зумовлюється його вагомими перевагами над іншими видами транспорту. Зростаюча роль нафти і газу в народному господарстві призводить до швидкого збільшення потужності вантажопотоків, що, в свою чергу, призводить до необхідності будівництва магістральних трубопроводів. Такі трубопроводи мають розгалужену мережу по всій території України, внаслідок географічного розташування, і мають стратегічне значення.

Збільшення транспортування продукту по магістральному трубопроводу потребує вжиття таких заходів, як збільшення тиску, використання труб більшого діаметра та жорстких режимів перекачування. В свою чергу, це посприяло зміні статичної роботи підземних трубопроводів. Під дією поздовжніх та поперечних сил магістральні трубопроводи, прокладені в слабких ґрунтах, значно змінюють своє первісне розташування,

результатом чого є поява в матеріалі труб надмірних згинальних зусиль, які досить часто викликають руйнування конструкції.

Існуюча нормативна база (радянські СНиП) для розрахунку сталевих магістральних трубопроводів неповною мірою задовольняє економічним умовам, які висуваються до такого типу нафто- та газопроводів. В основу норм проектування, що є чинними на території України, покладена методика розрахунку на міцність магістральних трубопроводів за методом граничних станів. Суть цього методу полягає в тому, що розглядається такий напружений стан, коли подальша експлуатація трубопроводу неможлива. Під час розрахунку трубопроводу як системи звичайно в якості розрахункової його моделі приймається стрижень (балка) трубчастого перерізу. Основним навантаженням на магістральні трубопроводи є внутрішній тиск (тиск продукту, який перекачують). Внутрішній тиск у циліндричній трубі викликає об'ємний напружений стан у матеріалі стінок, тобто появу кільцевих, радіальних і меридіональних (в напрямку осі труби) напружень.

Важливою складовою якості магістрального трубопроводу є його надійність. Забезпечення надійної та безвідмовної роботи великих транспортних систем, до яких належать магістральні нафтопроводи, є завданням стратегічного державного значення, при вирішенні якого значна роль відводиться питанням нормальної експлуатації та капітального ремонту лінійної частини трубопроводів.

Магістральні трубопроводи, як основний засіб транспортування газу, нафти та різних нафтопродуктів на великі відстані, відносяться до особливо відповідальних інженерних споруд. Проблема забезпечення високої експлуатаційної надійності магістральних трубопроводів має важливе значення, оскільки значна їх частина експлуатується протягом тривалого часу. На внутрішні зусилля, що діють у трубопроводі, впливають, зокрема, геометрія магістрального трубопроводу, умови його прокладання, типи ґрунту, фактичний опір сталі трубопроводу, зміна внутрішнього тиску перекачуваної рідини, перепад температур, опір ґрунту основи під трубопроводом, корозійний вплив на метал тощо.

До етапів життєвого циклу магістральних трубопроводів можна віднести: 1) монтаж і прокладання; 2) роботу в нормальному режимі; 3) періоди ремонтів, що включають такі види робіт, як заміна ізоляції магістрального трубопроводу або капітальний ремонт його ділянки. У свою чергу, ремонтні роботи проводяться після зупинки перекачування продукту або без припинення транспортування речовини по магістральному трубопроводу.

Напружено-деформований стан конструкцій магістральних трубопроводів під час виконання монтажних робіт під час капітального ремонту значно відрізняється від експлуатаційного. Розтягувальні напруження від тиску рідини, котра перекачується, відсутні, натомість має місце згин ділянки трубопроводу, котрий створює напруження як розтягу, так і стиску.

Роботи з монтажу проводяться через закінчення терміну експлуатації окремих елементів конструкції трубопроводу. Невід'ємною складовою характеристикою стану конструкції під час таких робіт є значні вертикальні переміщення трубопроводу. Вони викликані необхідністю забезпечення технологічного процесу стикувальних та зварювальних робіт існуючих частин із частинами, що наново укладаються.

На сьогоднішній день в основному розраховується експлуатаційний напружено-деформований стан конструкції трубопроводу [1, 2], при цьому стану конструкції при нестационарних умовах роботи не приділяється достатньої уваги. Дослідження дійсного напружено-деформованого стану з метою забезпечення допустимих рівнів напружень та деформацій сталевих конструкцій магістрального трубопроводу під дією неексплуатаційних навантажень є важливим чинником для оцінки її надійності.

У роботі розглядається капітальний ремонт із вибірковою заміною труб на ділянці магістрального нафтопроводу III категорії Лисичанськ – Кременчук. Довжина ділянки, котра підлягає заміні, складає 632 м та є підземною лінійною частиною. Зовнішній діаметр трубопроводу складає $D_{\text{зовн}} = 1020$ мм, товщина стінки трубопроводу – $\delta = 9$ мм. Заглиблення магістрального трубопроводу до верху труби прийнято не менше 1 м, що обумовлено вимогами до оптимального режиму перекачування та властивостей речовин, що перекачуються. Ширина траншеї по низу визначена не менша $1,5D_{\text{зовн}}$ [3]. Нафтопровід знаходиться в заболоченій місцевості. В цьому районі простежується сезонне підняття та опускання рівня ґрунтових вод протягом усього року, що спричиняє негативний вплив на сам магістральний нафтопровід та безпосередньо на стан його ізоляції. До комплексу механізмів, котрий застосовувався під час капітального ремонту з вибірковою заміною труб ділянки магістрального нафтопроводу, входили три трубоукладачі Д-355 середньої потужності. Максимальний вантаж, який може підняти трубоукладач Д-355 на вильоті 1,22 м, складає 92 т, а на вильоті 2,5 м – 47,8 т.

Для забезпечення технологічних умов стикування заміненої ділянки магістрального трубопроводу із існуючою ділянкою необхідна вільна довжина нафтопроводу до 100 м. Це обумовлено значними розмірами поперечного перерізу труби та її власною вагою. Оскільки, за умовами монтажу, в крайній точці нової частини нафтопроводу необхідно досягти

кута повороту, що дорівнює 0, та підняти вільний кінець трубопроводу над існуючою частиною на 20 см, використовують три трубоукладачі. Їх використовують для того, щоб досягти паралельності нової та існуючої частин магістрального трубопроводу у вертикальній площині, тобто консольна частина під дією власної ваги викривляється і стає паралельною до існуючого нафтопроводу. Тому монтажними переміщеннями будемо вважати переміщення нової частини трубопроводу у місці стикування на 1,2 м. Із довжини 100 м вільної ділянки нафтопроводу внаслідок значної довжини піднятої частини та значної власної ваги конструкції трубопроводу три трубоукладачі Д-355 підіймають лише частину ділянки, довжина якої складає 85 м.

З урахуванням усіх вищеперерахованих вимог було визначено деформовану схему монтажного положення нової ділянки конструкції трубопроводу (рис. 1).

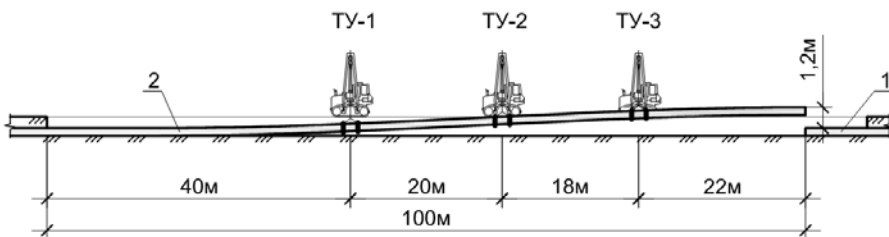


Рис. 1. Схема монтажної установки нової ділянки конструкції магістрального нафтопроводу:
1 – існуюча частина; 2 – нова ділянка

За схемою положення ділянки трубопроводу під час його монтажу складено розрахункову деформовану схему (рис. 2).

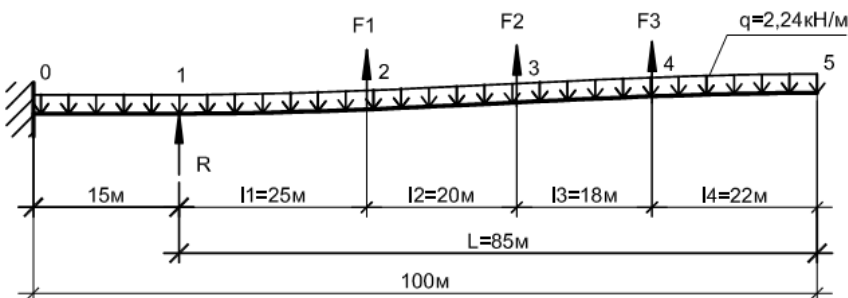


Рис. 2. Розрахункова схема магістрального нафтопроводу під час ремонту

Були прийняті наступні передумови розрахунку:

- кут повороту на кінці консольної ділянки трубопроводу, який буде з'єднуватись із існуючою частиною (точка 5), рівний 0, $\varphi_5 = 0$;
- вертикальне переміщення кінця консольної ділянки трубопроводу в т. 5 складає 1,2 м, $f_5 = 1,2$ м;
- частина ділянки трубопроводу, яка спирається на ґрунт основи (від т. 0 до т. 1), дорівнює 15 м;
- кут повороту та переміщення у т. 1 дорівнюють 0, $\varphi_1 = 0, f_1 = 0$ м.

Перші дві передумови математично були враховані після послідовного інтегрування рівняння зігнутої осі трубопроводу.

Рівняння зігнутої осі балки на ділянці 4 – 5:

$$EI \frac{d\varphi_{4-5}}{dx} = -M = \frac{qx^2}{2} - Rx - F_1(x-l_1) - F_2(x-l_1-l_2) - F_3(x-l_1-l_2-l_3). \quad (1)$$

Рівняння переміщень на ділянці 4 – 5 у загальному вигляді:

$$f_{4-5} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x^2(4Rx - qx^2 + 4F_1x - 12F_1l_1 - 12F_2\Sigma l_2)}{24} \right] - \frac{1}{EI} \left[\frac{(12F_3\Sigma l_3 - 4F_2x - 4F_3x) - 12M_0x^2}{24} + C_4x + C_{44} \right]. \quad (2)$$

Рівняння кута повороту на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (т. 5):

$$\varphi_5 = \frac{1}{EI} \left[\frac{RL^2}{2} - \frac{qL^3}{6} + F_1 \left(\frac{L^2}{2} - l_1L + \frac{l_1^2}{2} \right) \right] + \frac{1}{EI} \left[F_2 \left(\frac{L^2}{2} - \Sigma l_2L + \frac{\Sigma l_2^2}{2} \right) + F_3 \left(\frac{L^2}{2} - \Sigma l_3L + \frac{\Sigma l_3^2}{2} \right) - M_0L \right] = 0, \quad (3)$$

де L – довжина ділянки трубопроводу, котру підіймають; l_1 – відстань між точкою на трубопроводі, що перша відривається від дна траншеї до першого трубоукладача; l_2, l_3, l_4 – відстані між трубоукладачами ТУ-1, ТУ-2, ТУ-3 відповідно; $\Sigma l_2 = l_1 + l_2$; $\Sigma l_3 = l_1 + l_2 + l_3$.

Рівняння переміщень на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (т. 5):

$$f_5 = \frac{1}{EI} \left[\frac{L^2(4RL - qL^2 + 4F_1L - 12F_1l_1 - 12F_2\Sigma l_2)}{24} \right] - \frac{1}{EI} \left[\frac{(12F_3\Sigma l_3 - 4F_2L - 4F_3L) - 12M_0L^2}{24} + C_4L + C_{44} \right] = 1,2 \text{ м}, \quad (4)$$

де $C_4 = -F_1 \frac{l_1^2}{2} - F_2 \frac{\Sigma l_2^2}{2} - F_3 \frac{\Sigma l_3^2}{2}$; $C_{44} = \frac{1}{6}(F_1 l_1^3 + F_2 \Sigma l_2^3 + F_3 \Sigma l_3^3)$.

Накладення таких додаткових умов викликало необхідність визначення значень зусиль, які створюються першим та другим трубоукладачами, як реакцій. Ця передумова узгоджується з технологією монтажу: перший та другий трубоукладачі є стаціонарними, вони забезпечують відрив та утримання частини трубопроводу у необхідному положенні.

Прийняте зусилля у третьому трубоукладачі прийняте за показами динамометра під час фіксації частини трубопроводу у технологічно необхідному положенні.

За переміщеннями на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (4) побудовано графік переміщень осі магістрального трубопроводу при монтажній операції (рис. 3).

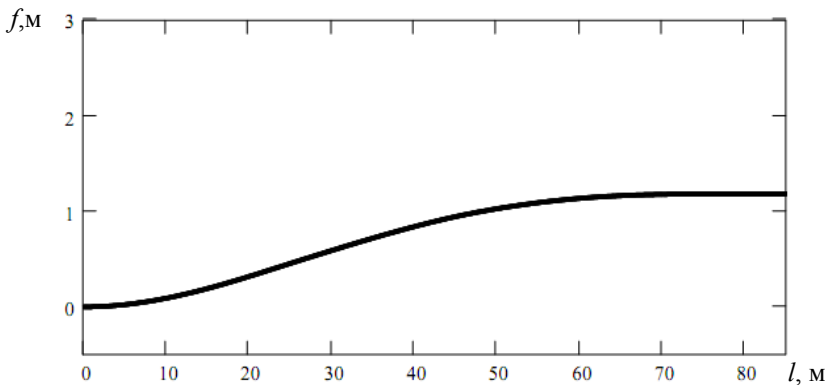


Рис. 3. Переміщення осі магістрального трубопроводу при монтажній операції

Максимальним згинальний момент (рис. 4) виникає в точці 1 – точці відриву магістрального трубопроводу від дна траншеї. Він дорівнює значенню $M_{\max} = 1510 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Відповідно максимальні напруження, що виникають у магістральному трубопроводі, складають $\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = 279 \text{ МПа}$.

Аналіз особливостей капітального ремонту магістральних нафтопроводів із заміною труб дозволив сформулювати такі передумови для оцінювання надійності конструкції магістрального нафтопроводу під час ремонтної ситуації:

- а) випадковими величинами, пов'язаними з особливостями конструкції нафтопровідної системи, вважаються: товщина стінки труби, фізико-механічні властивості матеріалу труби;
- б) імовірнісними параметрами, які зумовлені ремонтними технологічними процесами, є довжина монтажної ділянки, зусилля на гаках трубоукладачів, взаємне розташування трубоукладачів, просторова геометрія магістрального трубопроводу, властивості ґрунту основи;
- в) відомими є закони розподілу та стохастичні параметри розрахункових випадкових величин.

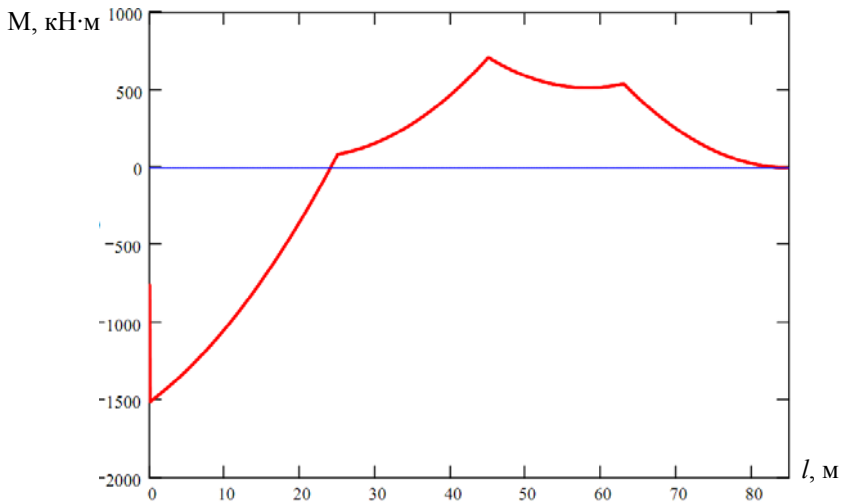


Рис. 4. Епюра згинальних моментів, що виникають у нафтопроводі під час монтажної операції

Ще одним із напрямів забезпечення надійності магістральних трубопроводів при будівництві є визначення теоретичними розрахунками та експериментальними дослідженнями допустимих відхилень (допусків) від розрахункових параметрів. Оцінка величини відхилень залежить не тільки від похибки будівельних робіт, а й від похибок вимірювань. Дія величини похибок може призвести до прийняття в експлуатацію споруд із фактичними параметрами, що перевищують допуск, або забракувати споруду з параметрами, які задовольняють допуск. Це призведе до того, що у першому випадкові відбудеться зниження розрахункової надійності споруди, у другому – необхідними будуть додаткові витрати на виправлення помилок.

Природна гнучкість труб, яка дозволяє їм згинатися під дією власної ваги у вертикальній площині, дає можливість укласти трубопровід паралельно поверхні землі, що значно прискорює будівельні роботи. При будівництві допускають відхилення від мінімально допустимого радіуса природного або штучного вигину до 10 %. Із зростанням діаметра збільшується поздовжня жорсткість трубопроводу, і здатність його копіювати рельєф різко знижується. З аналізу зв'язку максимальних кутів нахилу місцевості, на переломах профілю якої можливе паралельне укладання трубопроводів до земної поверхні, видно, що трубопроводи умовним діаметром до 400 мм включно можуть копіювати досить пересічений рельєф із чергуванням протилежних ухилів у 3...5°.

Труби не є строго циліндричними, адже відхилення їх по діаметру можуть бути 1,5 % [2]. Це відхилення відбувається приблизно однаково як у бік зменшення діаметра, так і у бік збільшення. У першому випадку гідравлічний опір труби збільшують, а в другому – зменшують. У підсумку по всьому нафтопроводу в цілому гідравлічний опір вирівнюється й похибки виготовлення труб практично не впливають на нього.

Як відомо, міцність підземного трубопроводу забезпечується шляхом розрахунку напружень, що виникають у ньому в процесі будівництва й експлуатації, та порівняння їх з опором матеріалу труб. У трубопроводі діють радіальні, поздовжні й кільцеві напруження. Радіальні напруження в тонкостінних трубопроводах високого тиску мають порівняно малі значення і звичайно в розрахунках не враховуються. Кільцеві напруження визначаються за формулою

$$\sigma_{\text{кц}} = \frac{PD_{\text{вн}}}{2\delta}, \quad (5)$$

де P – внутрішній тиск у трубопроводі; $D_{\text{вн}}$ – внутрішній діаметр трубопроводу; δ – товщина стінки трубопроводу. У цю формулу результати геодезичних вимірювань та їхні похибки входять неявно, через величину P , хоча вони несуттєво впливають на точність розрахунку кільцевих напружень.

Сумарні поздовжні напруження у трубопроводі дорівнюють:

$$\sigma_{\text{екв}} = \sigma_{\text{позд.р}} + \sigma_{\text{позд.}\Delta T} + \sigma_{\text{позд.зг.}}, \quad (6)$$

де $\sigma_{\text{позд.р}}$ – поздовжні напруження від внутрішнього тиску; $\sigma_{\text{позд.}\Delta T}$ – поздовжні напруження, що виникають від перепаду температур; $\sigma_{\text{позд.зг.}}$ – поздовжні напруження, які виникають від вигину нафтопроводу. На поздовжні напруження від внутрішнього тиску майже не впливає точність геодезичних вимірів

$$\sigma_{\text{позд.р}} = 0,15 \frac{PD_{\text{вн}}}{\delta} \quad (7)$$

Напруження в трубопроводі від перепаду температур

$$\sigma_{\text{позд.}\Delta T} = \alpha E \Delta T, \quad (8)$$

де $\alpha = 0,000012$ – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу труби; $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності матеріалу труби; ΔT – розрахунковий температурний перепад, °С.

При розрахунку температурного режиму нафтопроводу несприятливим фактором є складання похибок визначення температури продукту, що транспортується, та температур ґрунту як додатних, так і від’ємних. Похибка укладання магістрального нафтопроводу у вертикальній площині не повинна викликати похибки в температурному режимі більше $\Delta T = 0,36^\circ\text{C}$. Відповідно до норм [3], розрахунковий температурний перепад для підземних магістральних трубопроводів приймають не менше $\Delta T = \pm 40^\circ\text{C}$.

Згідно з нормами [4] температура ґрунту в зоні прокладання трубопроводів вимірюється на глибині 0,8 і 1,6 м, а в проміжних точках визначається інтерполяцією. На території України різниця екстремальних температур ґрунту на глибині 0,8 та 1,6 м у середньому становить 3°C . Тому можемо скласти відповідну пропорцію, з якої виведемо наступне:

$$\frac{0,8 \text{ м}}{\Delta h} = \frac{3^\circ\text{C}}{\Delta T}, \quad \Delta h = \frac{0,8 \text{ м} \cdot 0,36^\circ\text{C}}{3^\circ\text{C}} \cong 0,1 \text{ м}.$$

Таким чином, установлена точність, із якою потрібно вимірювати глибину траншеї, якщо не проводиться нівелювання її дна, щоб виключити вплив на розрахунковий температурний режим нафтопроводу.

Для оцінки впливу наведених вище чинників були виконані варіантні розрахунки підземного магістрального нафтопроводу. Зважаючи на складний характер роботи підземного трубопроводу, в даній роботі застосовано програмний комплекс «Pipemovement» [5], розроблений в Інституті проблем міцності імені Г.С. Писаренка НАН України та апробовано на практиці при аналізі напружено-деформованого стану конструкцій трубопроводів ДК «Укртрансгаз» та ВАТ «Укртранснафта». Глибина закладання нафтопроводу обумовлена вимогами до оптимального режиму перекачування та властивостей матеріалів, що перекачуються, а також відповідно до вимог норм [4].

До уваги була взята ділянка трубопроводу завдовжки 133 м (рис. 5). Для аналізу впливу допуску укладки підземних магістральних трубопроводів,

що складає $\Delta h = 0,1$ м, було виконано розрахунки для даного трубопроводу та трубопроводу зі зміщеними на величину допуску його характерними точками.

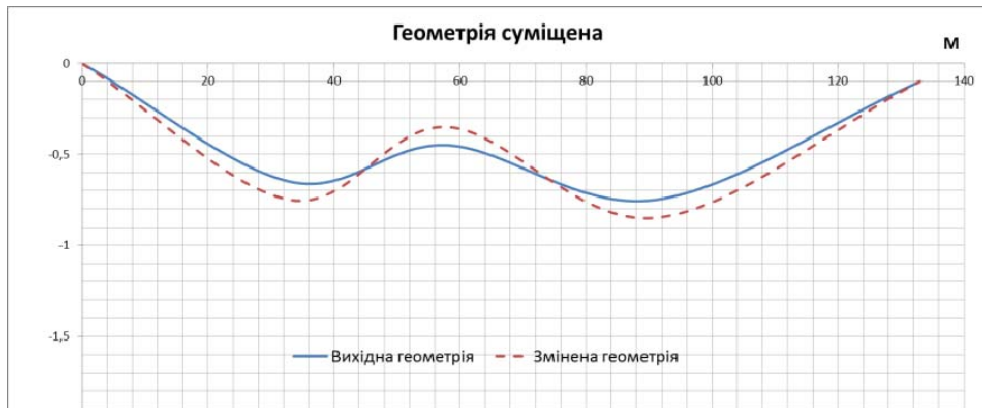


Рис. 5. Геометрія вихідної та зміненої ділянок трубопроводу

Розглянуто варіанти укладання трубопроводу в суглинках та дрібних пісках, а також три варіанти сполучення навантажень на трубопровід:

- а) власна вага трубопроводу та вага ґрунту;
- б) власна вага трубопроводу і ґрунту, а також вплив від перепаду температур у стінках труб $\Delta T = 50^\circ\text{C}$;
- в) навантаження сполучення б), а також внутрішній тиск $P = 5,5$ МПа.

За допомогою ПК «PipeMovement» [2] проведено розрахунки напружено-деформованого стану ділянки підземного магістрального трубопроводу діаметром $D_{\text{зовн}} = 1020$ мм і товщиною стінки $\delta = 9$ мм із вихідною та зміненою геометрією для типів ґрунту суглинок та піски дрібні. За результатами розрахунку складено порівняльні графіки напружень, поздовжніх та поперечних сил від дії власної ваги трубопроводу та ґрунту, перепаду температур у стінках магістрального трубопроводу та внутрішнього тиску від продукту, що транспортується, для типів ґрунту суглинок та піски дрібні (рис. 6–8).

Аналіз одержаних графіків показав, що характер епюр напружень залежить від рельєфу місцевості, геометрії трубопроводу та глибини його закладання в товщу ґрунту. Зокрема, при порівнянні напружень у підземному магістральному трубопроводі можна спостерігати їх зростання з 274 МПа для вихідної геометрії до 359 МПа для зміненої геометрії. Максимальний приріст напружень у трубопроводі більшою мірою відповідає максимальному навантаженню трубопроводу в дрібних пісках.

Із графіків напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією видно, що на довжині хвилі трубопроводу, що складає 58 м, у точці його максимального заглиблення на цій довжині, що дорівнює 0,75 м, виникає напруження 359 МПа. У той же час на довжині хвилі, що дорівнює 75 м, в точці максимального заглиблення на цій ділянці – 0,85 м виникають дещо менші напруження – 321 МПа. Отже, на величину напружень також впливає відношення висоти хвилі трубопроводу до довжини хвилі.

Вище було розглянуто аналіз напружено-деформованого стану трубопроводу, укладеного в траншею заздалегідь відомої геометрії. Проте, на практиці часто виникає питання визначення внутрішніх зусиль у трубопроводі, геометрія осьової лінії якого задається набором дискретних точок, виміряних із деякою похибкою. Такі дані можуть бути отримані, наприклад, в результаті проведення внутрішньотрубної діагностики. Проблема опису набору дискретних точок неперервної просторової кривої з метою визначення її похідних, принаймні, другого порядку є досить актуальною для багатьох областей інженерії, науки, комп'ютерного моделювання.

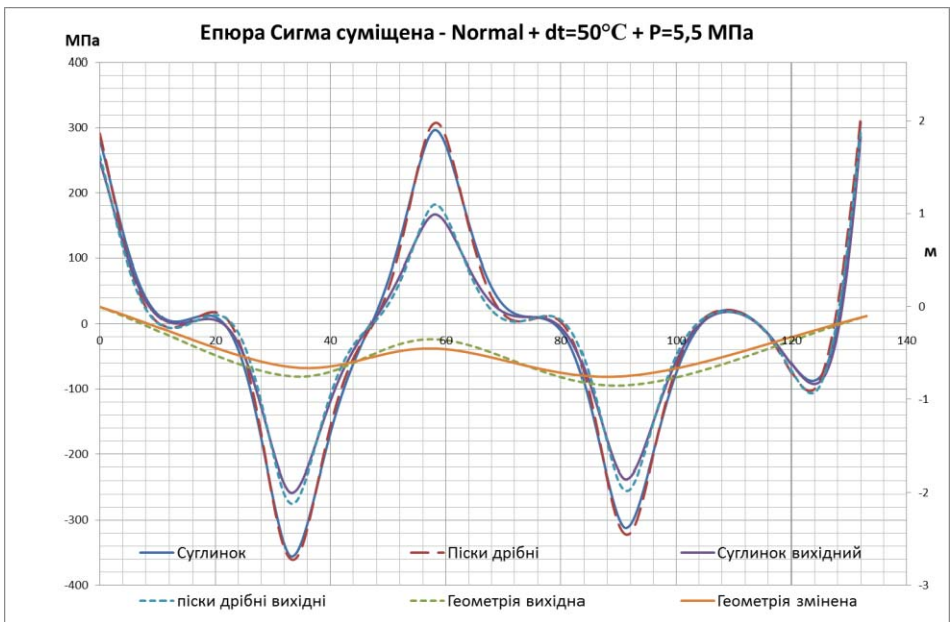


Рис. 6. Епюри напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

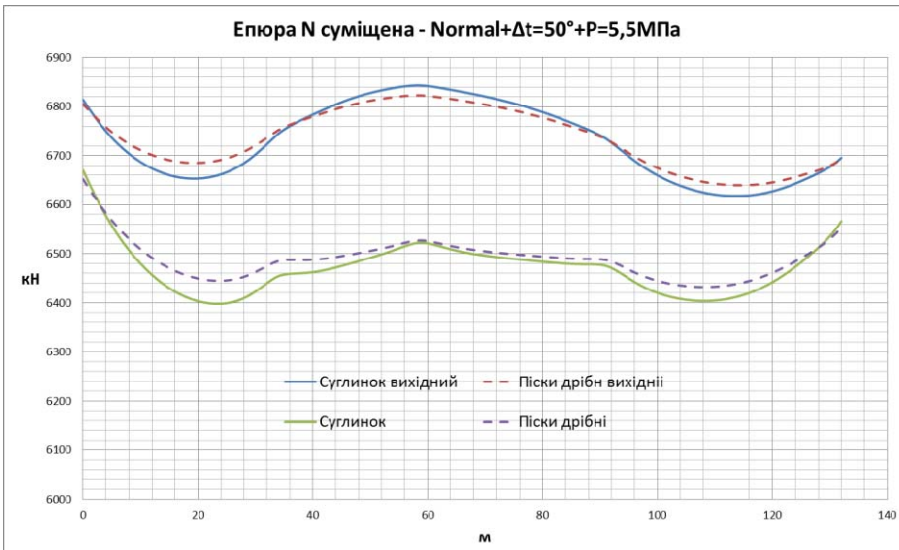


Рис. 7 Епюри поздовжніх сил у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

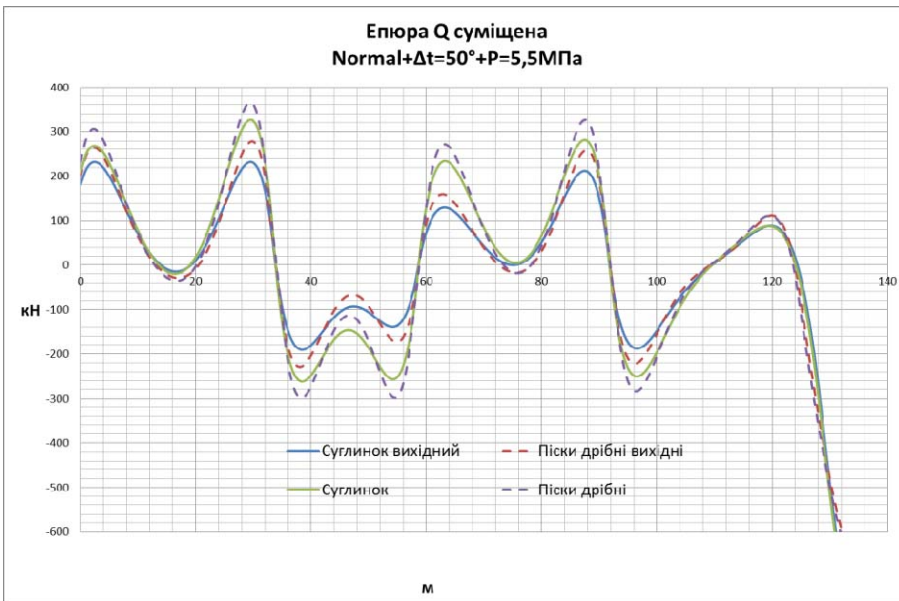


Рис. 8. Епюри поперечних сил у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

Для розв'язку поставленої задачі в ПК «Pipemovement» включений окремий модуль, який базується на безітераційному чисельному алгоритмі, який розглядає кожну точку трубопроводу як податливу опору, ґрунтується на методі початкових параметрів та використовує поняття

«кута несумісності» між двома елементарними вимірними ділянками осі трубопроводу. Крім того, з використанням методів теорії ймовірностей проведений аналіз, який дозволяє оцінити можливість проведення відновлення геометрії трубопроводу за отриманими даними вимірювань з похибкою взагалі та визначити необхідну податливість опор для проведення процедури відновлення.

Для врахування впливу стохастичності зовнішніх чинників у техніці широко застосовується теорія надійності. Використання теорії надійності є доцільним з огляду на значну кількість зовнішніх і внутрішніх чинників, які впливають на несучу здатність трубопроводів, що може призвести до аварійної ситуації, оскільки ці чинники є випадковими. До подібних випадкових чинників відносять: фактичний опір сталі трубопроводу, зміну внутрішнього тиску перекачуваної рідини, перепад температур, опір ґрунту основи під трубопроводом, корозійний вплив на метал тощо.

У роботі була використана умова безвідмовної роботи у вигляді $\tilde{Y} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{R}_y - \tilde{\sigma}_i \geq 0$, де \tilde{R}_y – випадкова величина опору сталі трубопроводу; $\tilde{\sigma}_i$ – випадкова величина напружень від зовнішнього навантаження і впливів об'ємного напружено-деформованого стану трубопроводу.

Розрахунковими випадковими величинами є опір сталі трубопроводу \tilde{R}_y , внутрішній тиск у напірному магістральному трубопроводі \tilde{p} , перепад температури трубопроводу $\Delta\tilde{t}$. Закони розподілу випадкових величин опору сталі, внутрішнього тиску, перепаду температур за даними обробки літературних джерел прийнято нормальними.

Таким чином, функція резерву міцності для сталевих магістральних трубопроводів має вигляд:

$$\tilde{Y}(\tilde{R}_y, \tilde{p}, \Delta\tilde{t}) = \tilde{R}_y - \sqrt{\left(\frac{n\tilde{p}D_{\text{вн}}}{2\delta}\right)^2 + \left(\mu\frac{n\tilde{p}D_{\text{вн}}}{2\delta} - \alpha E\Delta\tilde{t}\right)^2 - \frac{n\tilde{p}D_{\text{вн}}}{2\delta}\left(\mu\frac{n\tilde{p}D_{\text{вн}}}{2\delta} - \alpha E\Delta\tilde{t}\right)}.$$

Відповідно і характеристику безпеки, яка визначає оцінку надійності трубопроводу, можна легко підрахувати за формулою $\beta = \bar{Y} / \hat{Y}$, де $\bar{Y} = Y(\bar{R}_y, \bar{p}, \Delta\bar{t})$ – математичне очікування, $\hat{Y} = \sqrt{A_1^2 \hat{R}^2 + A_2^2 \hat{p}^2 + A_3^2 (\Delta\hat{t})^2}$ – стандарт.

У методиці визначення надійності підземного сталевого магістрального трубопроводу прийнята умова можливості лінеаризації, яка потребувала теоретичного підтвердження. Для цього було виконано порівняння лінеаризованої і фактичної залежностей резерву несучої здатності. Гіпотеза можливості лінеаризації повністю підтверджується. Тому отримані значення імовірності відмови роботи трубопроводу не потребують корегування.

Висновки

У результаті проведеної оцінки напружено-деформованого стану ділянки магістрального нафтопроводу при проведенні робіт із заміни його частини встановлено, що максимальні напруження у трубопроводі від монтажних навантажень досягають значень 81 % від межі плинності сталі.

Зважаючи на це, можна дійти висновку, що відхилення від технологічної схеми монтажу (зменшення довжини монтажної ділянки, збільшення навантаження від трубоукладачів, зміна їх розташування) може призвести до перевищення напруженнями межі плинності сталі R_y та вплинути на надійність конструкції в цілому.

У роботі розглянуто вплив на напружений стан трубопроводу типу ґрунту та величини допуску на прокладання трубопроводу. Аналіз одержаних епюр напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою відомою геометрією показав, що їх характер залежить від рельєфу місцевості, геометрії трубопроводу та глибини його закладання в товщу ґрунту. Зокрема, при порівнянні напружень у підземному магістральному трубопроводі для вихідної та зміненої геометрії на величину допуску, можна спостерігати їх зростання в межах 24 %. Також на величину напружень впливає відношення висоти хвилі трубопроводу до її довжини. Зміна геометрії підземного трубопроводу на величину допуску призвела до перерозподілу поздовжніх сил у межах 5 %, а поперечних сил до 40 %. Максимальний приріст напружень у трубопроводі більшою мірою відповідає максимальному завантаженню трубопроводу в дрібних пісках.

Проведений аналіз чинників (геометрія та допуски укладання магістрального трубопроводу, типи ґрунтів, тиск у трубопроводі, перепад температур тощо), що впливають на сталеві підземні магістральні трубопроводи, свідчить про можливість підвищення експлуатаційної надійності конструкції.

Література

- [1] Айбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость: справочное пособие. / А.Б. Айбиндер. – М.: Недра, 1991. – 287 с.
- [2] Орыняк И.В. Проблема больших перемещений подземных трубопроводов. Сообщение 1. Разработка численной процедур / И.В. Орыняк, А.В.Богдан // Проблемы прочности, №3. – К.: 2006 – С. 28–33.
- [3] Пічугін С.Ф. Допуски при будівництві та надійність лінійної частини конструкції магістрального трубопроводу / С.Ф. Пічугін, О.Є. Зима // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. Вип. 22. – Рівне: НУВГП, 2011. – С. 709 – 715.
- [4] СНиП 2.05.06-85. Магистральные трубопроводы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 52 с.
- [5] СНиП 23-01-99. Строительная климатология / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1999. – 67 с.
- [6] Царинник О.Ю. Металеві конструкції. Спецкурс: навчальний посібник. / О.Ю. Царинник – Л.: Вид - во «Бескид Біт», 2004. – 304 с.

Надійшла до редколегії 03.07.2012 р.

УДК 624.075:624.016

Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном

Семко О.В., д.т.н., **Воскобійник О.П.,** к.т.н., **Авраменко Ю.О.**

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. В роботі представлено результати теоретичного аналізу місцевої стійкості тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном. Проведено порівняння експериментальних результатів із результатами розрахунків, виконаних згідно з теорією пружності та запропонованою методикою.

Аннотация. В работе представлены результаты теоретического анализа местной устойчивости тонкостенных стальных элементов, подкрепленных легким полимербетоном. Проведено сравнение экспериментальных результатов с результатами расчетов, выполненных в соответствии с теорией упругости и предложенной методикой.

Abstract. This publication contains results of theoretical analysis of local stability of thin-walled steel elements reinforced light concrete. The results were compared with results of calculations performed according by the theory of elasticity and the proposed method.

Ключові слова: місцева стійкість, легкий бетон, тонкостінні сталеві конструкції.

Постановка проблеми в загальному вигляді. Протягом останніх років тонкостінні сталеві пластинки й оболонки є об'єктом численних і різноманітних досліджень [2, 3]. Такі пластинки й оболонки являють собою основні несучі елементи відповідальних інженерних конструкцій і споруд, що застосовуються в сучасному будівництві. В поєднанні з обмеженнями за питомою вагою і необхідністю забезпечення достатнього рівня надійності, ставляться підвищені вимоги до використання таких конструкційних матеріалів. Найбільш повно цим вимогам відповідають композитні матеріали, широкі можливості варіювання внутрішньої структури яких надають ефективний інструмент цілеспрямованого управління параметрами композитних тонкостінних систем і відкривають шлях до створення раціональних легких конструкцій, що найкращим чином відповідають усім особливостям режиму їх експлуатації [1, 5, 10].

Впровадження композитних матеріалів у тонкостінні сталеві несучі елементи конструкцій і їх широке використання в різноманітних галузях сучасного будівництва виявили необхідність врахування нових факторів і поставили принципово нові завдання як до композитних матеріалів, так і конструкцій на їх основі [11, 12].

Тонкостінна пластинка чи оболонка, що контактує з її поверхнею товстостінного масиву, виконаного з іншого матеріалу, є конструктивними елементами у багатьох машинах, апаратах і спорудах. Саме під таке визначення можливо віднести сталезалізобетонні конструкції [8], що складаються з тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном, та зарекомендували себе як надійні та економічні, постійно розвиваються і потребують різнобічного дослідження [6].

Аналіз останніх досліджень і публікацій та виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Розрахунку напружено-деформованого стану, пружної стійкості тонкостінних оболонок та пружного і в'язкопружного заповнювача, що міститься в них, присвячені праці [2, 3, 7]. Крім того, ці питання в тій чи іншій мірі розглядаються в навчальній літературі та монографіях щодо двигунів на твердому паливі [4, 9]. При цьому з великого розмаїття форм оболонок, заповнювача, їх механічних властивостей, діючих навантажень вибираються параметри, характерні для твердопаливних двигунів.

Аналіз отриманих результатів показав, що зазначений підхід до місцевої стійкості сталевих елементів конструкції може бути застосований для безпосереднього розрахунку будівельних конструкцій, оскільки взаємодія оболонок і пружного масиву формулюються математично по-різному: від моделі Вінклера для пружної основи, до постановки з урахуванням різниці серединної поверхні оболонки і поверхні контакту її з середовищем і початкового напружено-деформованого стану.

Таким чином, значні труднощі при вирішенні поставленої задачі зводиться до спільного інтегрування рівнянь теорії оболонок і тривимірної теорії пружності при виконанні певних умов на поверхні контакту середовищ та умов закріплення країв.

Метою дослідження є розроблення теоретично обґрунтованого та експериментально перевіреного аналітичного апарату з розрахунку місцевої стійкості сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій.

Виклад основного матеріалу. Розрахунок таких конструкцій на стійкість повинен вестися з урахуванням різних видів випинання конструкції в цілому і її окремих елементів. Для аналізу місцевої стійкості сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій були обрані сталеві тонкостінні конструктивні елементи з суцільним заповнювачем, навантажені симетрично серединної поверхні.

Перш за все, треба розрізнити дві форми втрати стійкості: загальну, обумовлену, в основному, викривленням серединної поверхні конструкції (рис. 1,а), і місцеву, що проявляється, головним чином, у викривленні

зовнішніх шарів і проходить без вигину пластинки або оболонки в цілому (рис. 1,б).

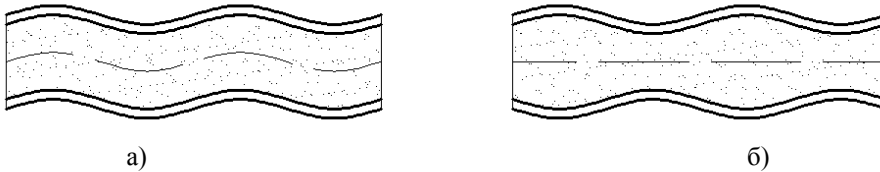


Рис. 1. Кососиметрична та симетрична форми втрати стійкості сталезалізобетонного конструктивного елемента

Заповнювач досліджуваних конструкції необхідно розглядати як тіло трьох вимірів. У такій постановці був виконаний ряд досліджень стійкості [2, 4, 7, 9].

Дослідження таких конструкцій на стійкість загального та місцевого типу являють собою дві самостійні області, в кожній з яких застосовують свої припущення. Дуже часто прямокутна пластина відіграє роль складової частини тонкостінного стрижня і працює при цьому на стиск в одному напрямку. Практична важливість дослідження такої роботи пластини призвела до необхідності створення спрощеної інженерної методики розрахунку, яка заснована на аналізі методів вирішення основного рівняння нейтральної рівноваги.

$$Z_0 = -N_x^0 \omega_{xx} - 2N_{xy}^0 \omega_{xy} - N_y^0 \omega_{yy}. \quad (1)$$

Труднощі розв'язку задач стійкості пов'язані в основному із задоволенням умов на обмежуючих конструкцію поверхнях і вирішенням складних трансцендентних рівнянь щодо критичних навантажень.

Все це призводить до відмови від традиційних розрахункових схем і розроблення уточнених математичних моделей деформування тонкостінних сталевих елементів підкріплених бетоном. Отже, виходячи з припущення про лінійний розподіл переміщень за товщиною заповнювача, ми отримали рівняння стійкості тонкостінної пластинки на пружній основі з урахуванням заповнювача при взаємодії з пластиною чи оболонкою, тобто без обліку нормальних і дотичних напружень у заповнювачі.

У практичних розрахунках пластин та оболонок на пружній основі найчастіше зустрічаються випадки, коли відбувається деформація пластини або оболонки з пружною основою та коли в такій конструкції заповнювачем сприймається помітна частина поздовжніх сил і моментів.

$$\begin{aligned} M_{x,x} + M_{xy,y} &= T_x; \\ M_{y,y} + M_{xy,y} &= T_y. \end{aligned} \quad (2)$$

де

$$\begin{aligned} T_x &= -K_1(\varphi_x + \omega_x); \\ T_y &= -K_2(\varphi_y + \omega_y); \end{aligned} \quad (3)$$

φ_x, φ_y – функції поперечного зсуву; K_1, K_2 – жорсткісні параметри, що характеризують поперечні зсуви.

З урахуванням зазначеного відносно прогину пластинки ω можливо записати:

$$\begin{aligned} K_1 K_2 L_1(\omega) - L_2(K_1 \omega_{,xx} + K_2 \omega_{,yy}) + \nabla_0^4 Q_z - \\ - \nabla_0^4 (N_x^0 \omega_{,xx} + 2N_{xy}^0 \omega_{,xy} + N_y^0 \omega_{,yy}) = 0. \end{aligned} \quad (4)$$

де L_1, L_2, ∇_0^4 – диференціальні оператори теорії оболонки, враховуючи анізотропію пластин D_{ij} .

$$\begin{aligned} L_1 &= D_{11} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 4D_{13} \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + 2(C + D_{33}) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \\ &+ 4D_{23} \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + D_{22} \frac{\partial^4}{\partial y^4}; \\ L_2 &= (D_{11} D_{33} - D_{13}^2) \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2(D_{11} D_{23} - D_{12} D_{23}) \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + \\ &+ (D_{33}^2 + 2D_{13} D_{23} + D_{11} D_{22} - C^2) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \\ &+ 2(D_{22} D_{13} - D_{12} D_{23}) \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + (D_{22} D_{33} - D_{23}^2) \frac{\partial^4}{\partial y^4}; \\ \nabla_0^4 &= L_2 - (D_{11} K_2 - D_{33} K_1) \frac{\partial^2}{\partial x^2} - 2(D_{13} K_2 - D_{23} K_1) \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} - \\ &- (D_{33} K_2 - D_{22} K_1) \frac{\partial^2}{\partial y^2} + K_1 K_2. \end{aligned} \quad (5)$$

Тому при місцевій втраті стійкості конструктивні елементи були представлені як пластина на пружній основі (рис. 2).

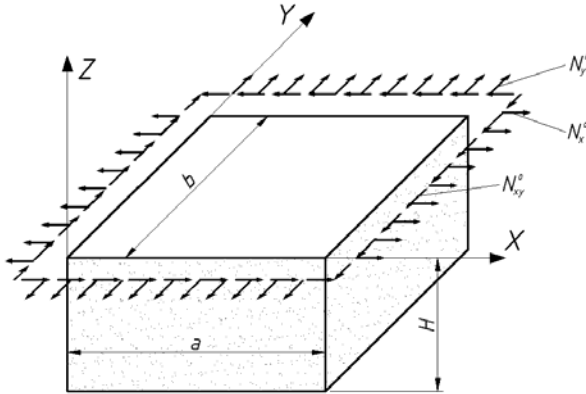


Рис. 2. Початковий напружений стан пластини на пружній основі

Враховуючи найпоширеніший випадок розбивання таких конструкцій на пластинчасті елементи, був розглянутий випадок шарнірно обертої пластинки по контуру, що стиснута в одному напрямку, тоді граничні умови набувають вигляду:

$$\omega = 0, \quad M_y = 0, \quad \varphi_x = 0. \quad (6)$$

У цьому випадку рішення диференціальних рівнянь (4) шукаємо у вигляді рядів Фур'є:

$$X_k = \sin \frac{k\pi x}{a}, \quad Y_k = \sin \frac{n\pi y}{b}. \quad (7)$$

Підставляємо задані граничні умови та враховуємо, що:

$$\begin{aligned} N_x^0 &= -N; & \alpha_k &= \frac{k\pi}{a}; \\ N_y^0 &= N_{xy}^0 = 0; & \beta_k &= \frac{n\pi}{b}. \end{aligned} \quad (8)$$

Тоді з систем однорідних алгебраїчних рівнянь, враховуючи деформацію пластинки з жорстко зв'язаною з нею пружною основою, авторами [4] був отриманий вираз для визначення критичного навантаження:

$$N_{sp} = \frac{a^2}{k^2 \pi^2} \left[F \left(\frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) + q_{zkn} \right]. \quad (9)$$

Але знайдене рівняння (9) не враховує ширину пластинки b , що розглядається, а тому дає хибні результати критичного навантаження, що може призвести до трагічних наслідків.

При розв'язанні поставленої задачі нами був отриманий уточнений вираз (10) для даних граничних умов, що враховує геометричні розміри, фізико-механічні властивості складових та підтверджений експериментальними дослідженнями:

$$N_{кр} = \frac{a^2 b}{k^2 \pi^2} \left[F \left(\frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) + q_{zkn} \right], \quad (10)$$

де

$$F \left(\frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) = \left[K_1 \left(\frac{k\pi}{a} \right)^2 + K_2 \left(\frac{n\pi}{b} \right)^2 \right] \frac{\Delta_{kn}^{(1)}}{\Delta_{kn}^{(2)}} + K_2 \varepsilon_2 \frac{\Delta_{kn}}{\Delta_{kn}^{(2)}}. \quad (11)$$

Значення складових Δ_{kn} , $\Delta_{kn}^{(1)}$, $\Delta_{kn}^{(2)}$ знаходиться за наступними формулами, враховуючи сумісну деформацію пластинки з пружною основою:

$$\begin{aligned} \Delta_{kn} &= \alpha_k^4 + 2(2\mu_1 + \nu_1) \alpha_k^2 \beta_n^2 + \mu_{21} \beta_n^4; \\ \Delta_{kn}^{(1)} &= \alpha_k^4 + (1 - \nu_1 \nu_2 - 2\nu_2 \mu_2) \alpha_k^2 \beta_n^2 + \mu_1 \beta_n^4; \\ \Delta_{kn}^{(2)} &= \Delta_{kn}^{(1)} + (\varepsilon_2 + \varepsilon_1 \mu_2) \alpha_k^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \mu_1) \beta_n^2 + \varepsilon_1 \varepsilon_2, \end{aligned} \quad (12)$$

де, враховуючи ізотропію пластинки:

$$\mu_1 = \frac{G(1 - \nu^2)}{E}. \quad (13)$$

При детальному вивченні характеру роботи таких конструкцій та виразу (10) було встановлено, що мінімальне значення N по відношенню до параметра хвилеутворення n реалізується при $n = 1$ (рис. 3).

Критичне навантаження $N_{кр}$ знаходиться мінімізацією правої частини виразу (10) по відношенню до $k = 1, 2, 3 \dots$

$$N_{кр} = \min_{(k)} \left\{ \frac{a^2 b}{k^2 \pi^2} \left[F \left(\frac{k\pi}{a}, \frac{\pi}{b} \right) + q_{zk1} \right] \right\}. \quad (14)$$

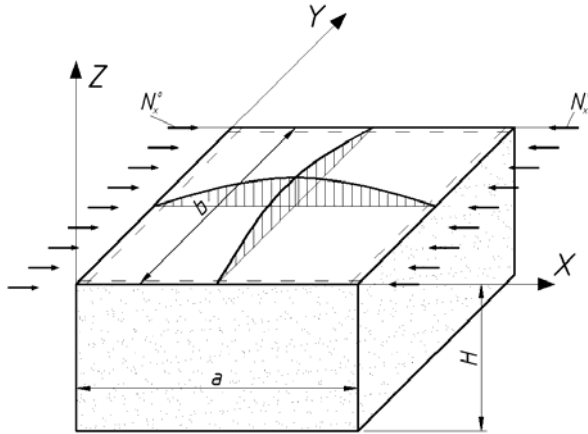


Рис. 3. Початковий напружений стан та характер хвилеутворення пластини на пружній основі з шарнірним обпиранням по контуру

Враховуючи гіпотези Кирхгофа-Лява, тобто $K_1 = K_2 = \infty$, вираз (14) прийме вигляд:

$$N_{кр} = \frac{D_1 a^2 b}{\pi^2} \min_{(k)} [\Delta_{k1} + q_{zk1}], \quad (15)$$

де a , b , t – геометричні характеристики пластинки; $D_1 = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість пластинки; ν та E – коефіцієнт Пуассона і модуль пружності матеріалу пластини; Δ_{kn} – коефіцієнт, який враховує сумісну деформацію і знаходиться за (12), враховуючи задані параметри хвилеутворення; q_{zk1} – складова, що враховує реакцію пружного заповнювача.

$$q_z = 2G_s \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} \frac{f_1 + \chi g_1}{f_2 + \chi g_2}, \quad (16)$$

де $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$ – модуль зсуву пружної основи; ν та E – коефіцієнт Пуассона і модуль пружності матеріалу основи;

$$\begin{aligned}
 f &= (1-2\nu_s)sh^2\eta^* + \gamma_+\gamma_-H^2 + 2(1-\nu_s)(1-2\nu_s)(1-\gamma_+/\gamma_-); \\
 f_1 &= (1-\nu_s)(sh2\eta^* - 2\gamma_-H); \\
 f_2 &= (3-4\nu_s)ch^2\eta^* + \gamma_+\gamma_-H^2 + (1-2\nu_s)[3-4\nu_s - 2(1-\nu_s)\gamma_+/\gamma_-]; \\
 g_1 &= sh^2\eta^* - \gamma_+\gamma_-H^2 + 2(1-\nu_s)(1-2\nu_s)(\gamma_+/\gamma_- + \gamma_-/\gamma_+ - 2); \\
 g_2 &= (1-\nu_s)(sh2\eta^* + 2\gamma_-H).
 \end{aligned} \tag{17}$$

$$\begin{aligned}
 \chi &= -2G_s \frac{2\alpha\beta d_{xy} - \alpha^2 d_x - \beta^2 d_y + 2G_s \gamma_+^3 th \eta^*}{B\gamma_+^2 d_{\alpha\beta} - G_s (2\alpha\beta d_{xy} + \alpha^2 d_y + \beta^2 d_x) \gamma_+ th \eta^*}; \\
 d_x &= B_{33}\alpha^2 + 2B_{33}\alpha\beta + B_{22}\beta^2; \\
 d_{xy} &= B_{13}\alpha^2 + (B_{12} + B_{33})\alpha\beta + B_{23}\beta^2; \\
 d_y &= B_{11}\alpha^2 + 2B_{13}\alpha\beta + B_{33}\beta^2; \\
 d_{\alpha\beta} &= a_{22}\alpha^4 - 2a_{23}\alpha^3\beta + (2a_{12} + a_{33})\alpha^2\beta^2 - 2a_{13}\alpha\beta^3 + a_{11}\beta^4.
 \end{aligned} \tag{18}$$

Розглядаючи ізотропну пластинку з фізико-механічними характеристиками E , G , ν , що жорстко пов'язана з основою, константи B_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) матимуть вигляд:

$$\begin{aligned}
 B_{11} &= \frac{Et}{(1-\nu^2)} & B_{12} &= \frac{\nu Et}{(1-\nu^2)} & B_{13} &= 0 \\
 B_{22} &= B_{11} & B_{23} &= 0 \\
 B_{33} &= Gt.
 \end{aligned} \tag{19}$$

Коефіцієнти a_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) визначаються за:

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= \frac{B_{22}B_{33} - B_{23}^2}{B} & a_{12} &= \frac{B_{13}B_{23} - B_{12}B_{33}}{B} & a_{13} &= \frac{B_{12}B_{23} - B_{13}B_{22}}{B} \\
 a_{22} &= \frac{B_{33}B_{11} - B_{13}^2}{B} & a_{23} &= \frac{B_{12}B_{13} - B_{11}B_{23}}{B} \\
 a_{33} &= \frac{B_{11}B_{22} - B_{12}^2}{B},
 \end{aligned} \tag{20}$$

де

$$B = B_{11}B_{22}B_{33} + 2B_{12}B_{13}B_{23} - B_{11}B_{23}^2 - B_{22}B_{13}^2 - B_{33}B_{12}^2. \quad (21)$$

Оскільки розглядається пластинка, що взаємодіє з пружною основою, значення коефіцієнта q_z , який враховує наявність пружної основи, розраховується за (16) при $\gamma_{+} = \gamma_{-}$, $\eta^{*} = \gamma_{+}H$, але з урахуванням обмеження хвилеутворення:

$$\left(\frac{k_1\beta^2}{H_1H_2^2} + \frac{k_2\alpha^2}{H_2H_1^2} \right) \frac{1}{\gamma^2} \leq 1; \quad (22)$$
$$\gamma^2 = \frac{\alpha^2}{H_1^2} + \frac{\beta^2}{H_2^2}.$$

Таким чином, задача зводиться до ітераційного уточнення виразу (15), тобто зниження несучої здатності залежно від параметрів хвилеутворення. Критичне значення кількості хвиль у даному випадку буде знаходитись в межах:

$$\frac{\pi}{b} \sqrt[4]{\frac{E_2}{E_1}} \leq \frac{k\pi}{a} \leq \sqrt[4]{\left(\frac{\pi^2 E_2}{b^2 E_1} \right)^2 + \left[\frac{2(1-\nu_s)G_s}{D_1} \right]^{\frac{3}{4}}}, \quad (23)$$

де нижня межа відповідає числу k за умови відсутності пружної основи, а верхня – наближеному значенню k пластинки, що пов'язана з основою нескінченної товщини.

Для інших умов закріплення розрахунок виконується відповідно до заданих граничних умов сталевій пластинки.

З метою виявлення особливостей поведінки композитних конструкцій сталевих елементів при різних крайових умовах закріплення останніх, а також для отримання даних для оцінки ефективності поєднання тонких сталевих пластин та пружної основи (легкого полімербетону) було виготовлено 12 дослідних зразків (рис. 4).

Розв'язання задачі місцевої стійкості тонких пластин, підкріплених пружною основою, дозволяє оцінювати внесок різних вхідних параметрів у більш складних завданнях. Відповідно розв'язок задачі стійкості пластини, що контактує з основою, дає можливість робити оцінку в питаннях пружної стійкості легких сталезалізобетонних конструкцій. Характерною особливістю таких конструкцій є те, що модуль пружності бетону на кілька порядків меншим ніж модуль пружності матеріалу тонких сталевих елементів, у той час як жорсткості відрізняються

несуттєво. Тому важливою є оцінка підкріплювального впливу пружного заповнювача на характер втрати стійкості пластини.

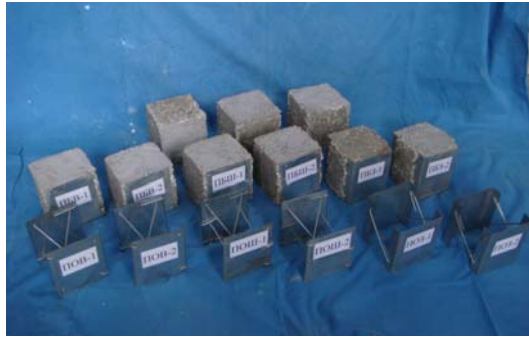


Рис. 4. Загальний вигляд дослідних зразків до випробування

Теоретичні побудови розрахункових передумов зазвичай виконуються для ідеалізованих моделей, тому при перевірці запропонованої теорії розрахунку критичного навантаження з урахуванням місцевої стійкості намагалися якомога ближче підійти до такого ідеального об'єкта. Зокрема, при експериментах щодо виявлення нестійкості дуже важливу роль відіграє геометрична досконалість випробовуваних зразків, про що неодноразово говорилося вище. Не менш важливо було забезпечити вибір пружного матеріалу, який би мав ефективні характеристики поєднання зі сталевими тонкостінними пластинами.

Класична теорія оболонок нехтує реакціями пружної основи, що вимагає відмови від традиційних розрахункових схем і розроблення уточнених математичних моделей деформування тонкостінних шаруватих систем. Враховуючи все вище сказане, для підтвердження розрахункової методики шаруватих ізотропних пластин та оболонок, для їх апробації та визначення меж застосування були експериментально досліджені короткі сталезалізобетонні елементи з різними крайовими умовами сталевих складових.

Згідно з програмою експерименту для третьої групи зразків відносні деформації всіх випробовуваних зразків на межі плинності сталеві пластинки майже не відрізнялись і склали $\epsilon = (80...135) \times 10^{-5}$ одиниць. Залишкові деформації зразків дещо відрізнялись. Найменшими вони були для зразків, виконаних без бетонної складової, близько 1 %. Для зразків із заповнювачем залишкові деформації склали 1,8...2,3 %. Це свідчить про те, що обрані для теоретичних досліджень конструктивні елементи не працюють у пластичі, а руйнування відбувається внаслідок втрати місцевої стійкості сталевих складових. Руйнування сталевих тонкостінних пластин відбувалося аналогічно прийнятим передумовам хвилеутворення (рис. 5).



Рис. 5. Характер руйнування зразків із вільними ненавантаженими кромками

Можна стверджувати, що досягнення навантаженнями критичних значень рівносильно руйнуванню конструкції, так як нестійка форма рівноваги неминуче буде втрачена, що пов'язано з практично необмеженим зростанням деформацій і напружень. Особлива небезпека руйнування внаслідок втрати стійкості полягає в тому, що зазвичай вона відбувається раптово і при низьких значеннях напружень, коли міцність елемента ще далеко не вичерпана з одночасним відставанням від бетону.

До моменту настання критичного стану пружні деформації за величиною дуже незначні і зростання їх відбувається майже непомітно для ока. Але з моменту настання критичного стану до моменту руйнування залишкові деформації наростають дуже швидко, і практично немає часу вжити заходів щодо запобігання неминучої відмови.

Усі значення критичних навантажень наведені у таблиці.

Таблиця

Зразки серії*	Несуча здатність, кН		
	Легкі сталеві тонкостінні елементи		
	Експериментальні значення	За теорією пружності	За запропонованою теорією
ПОВ	2,5	3,04	3,34
ПОШ	14,05	17,57	17,54
ПОЗ	43,50	42,96	37,52
	Тонкостінні сталеві елементи, підкріплені легким полімербетоном		
ПБВ	29,50	-	28,23
ПБШ	41,50	-	52,34
ПБЗ	78,50	-	74,87

*Зразки з різними умовами закріплення ненавантажених кромок тонкостінної пластинки: ПОВ та ПБВ, ПОШ та ПБШ, ПОЗ та ПБЗ – вільний край, шарнірне опирання, затиснення відповідно.

Таким чином, як зазначалось вище, незважаючи на досить незначний модуль пружності підкріплювальної основи (легкого полімербетону), несуча здатність зразків істотно зростає, що свідчить про доцільність улаштування бетонної складової в легких сталевих тонкостінних конструкціях для запобігання місцевій втраті стійкості.

Різниця критичного навантаження для зразків серії ПОВ та ПБВ склала не більше 8,9%; для зразків серії ПОЗ та ПБЗ близько 14 %, оскільки в теоретичному розрахунку не були враховані незначні ребра жорсткості для моделювання защемлення поздовжніх сторін. Значна відмінність у критичному навантаженні для зразків серії ПОШ та ПБШ обумовлена тим, що в експериментальних дослідженнях досить важко отримати ідеальний шарнір, очевидно, що для зразків із бетонною складовою це відхилення виявляється меншим.

Висновки

У результаті теоретично-експериментальних досліджень місцевої стійкості тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном, було встановлено вплив різних граничних умов пластинчастого елемента конструкції та їх вплив на несучу здатність, що потрібно враховувати при проектуванні.

Література

- [1] Айрумян, Э.Л. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО конструкций / Э.Л. Айрумян. – М.: БалтПрофиль, 2004.
- [2] Андреев А.Н. Многослойные анизотропные оболочки и пластины: Изгиб, устойчивость, колебания / А.Н. Андреев, Ю.В. Немировский - Новосибирск: Наука, 2001. - 288с.
- [3] Зубчанинов В.Г. Основы теории упругости и пластичности / В.Г. Зубчанинов - М.: Высшая школа, 1990 - 368с.
- [4] Ильгамов М.А. Расчет оболочек с упругим заполнителем / М.А. Ильгамов, В.А. Иванов, Б.В. Гулин М.: Изд. «Наука», 1987. – 133 с.
- [5] Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». – М. : ЦНИИПСК, 2006. – 69 с.
- [6] Семко О.В. Легкий бетон для заповнення порожнин сталевих тонкостінних конструкцій / О.В. Семко, Д.М. Лазарев, Ю.О. Авраменко // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К.: ДП НДБК, 2011. – Вип. 74 – С. 659-666.

- [7] Слезингер И.Н. Расчет пластин со сложной системой подкреплений / Слезингер И.Н., Дызов К.Г. // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. - 1981. - № 6. - С. 47 - 53.
- [8] Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные конструкции в нашей стране / Н.Н. Стрелецкий // Металлические конструкции: Работы школы Н.С. Стрелецкого. – М., 1995. – С. 126 - 132.
- [9] Тимошев С.А. Устойчивость подкрепленных оболочек / С.А. Тимошев. М.: Стройиздат, 1974. – 256 с.
- [10] Clarke J.L. Structural Lightweight Aggregate Concrete. / Clarke J.L. – Taylor & Francis E-Libory, 2005. – 128 pp.
- [11] Vogdt F. Conceptual and Structural Design of Building Made of Lightweight and Infra-lightweight Concrete. / Vogdt F., Schlaich M., Hillemeir B. // Berlin, 2010. – 105 pp.
- [12] Yu W.-W. Cold-Formed Steel Design : third edition / Wei-Wen Yu. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2000. – 645 p.

Надійшла до редколегії 03.07.2012 р.

УДК 624.071.34

Удосконалення конструктивних форм балок з профільованою стінкою

Пічугін С.Ф., д.т.н., Чичуліна К.В., к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. Запропоновані нові конструктивні форми сталевих легких балок із профільованою стінкою, показані переваги даного типу конструкцій та наведені рекомендації щодо їх застосування.

Аннотация. Предложены новые конструктивные формы стальных лёгких балок с профилированной стенкой, показаны преимущества данного типа конструкций и даны рекомендации по их применению.

Abstract. The article dwells on new constructional forms of steel easy beams with corrugated webs. In-process presented dignities of this type of constructions and given recommendations on their application.

Ключові слова: сталева легка балка, профільована стінка, решітка, профіль.

Постановка проблеми. З 50-х років ХХ століття на ринку будівельних конструкцій успішно конкурують із традиційними технологіями легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК), які з кожним роком набирають все більшої популярності завдяки легкості, економічності, довговічності, надійності, достатнім теплоізоляційним якостям, високій вогнестійкості (при використанні пінополістиролу), можливості виготовлення на будівельному майданчику, швидкості складання за рахунок застосування болтів, самонарізних гвинтів, шурупів, заклепок, точкового зварювання. Сфера їх застосування досить різноманітна, зокрема, це оптимальний варіант для будівництва та реконструкції кровляних систем, мансард, горищних просторів, ангарів, огорожувальних конструкцій. З появою в Україні технологічних ліній із виготовлення балок з гофрованими стінками (гофро-балок) з'явилась можливість виготовлення тонкостінних конструкцій такого типу без особливих складностей.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми. Теоретичні та експериментальні дослідження балок, пояси яких складаються з гнутих С-утворюючих профілів коробчастого перерізу та стінки з профільованого листа з несучими з'єднаннями на попередньо-напружених болтах, виконав А.Н. Кретинін, який відзначив ефективність такого компонування [2]. Доведене підвищення жорсткості стінки за рахунок додаткових елементів у конструкції сталевої балки з установленими похилими планками, що

підвищує стійкість стінки і сприяє підвищенню несучої здатності профілю при скручуванні, утворюючи тим самим умовно замкнутий контур поперечного перерізу [11]. Відомим аналогом решітчастих балкових конструкцій є сталева балка з установленою додатковою «стінкою» у вигляді зигзагоподібного арматурного стрижня [12], що сприяє підвищенню критичних навантажень тонкої стінки та з додатковим стрижнем, привареним короткими планками до стінки.

Результати останніх досліджень, пов'язаних із балками, що мають гофровану стінку, наведені в роботах П.І. Егорова [1], С.В. Кудрявцева [3], М.В. Лазнюка [4], Н.Р. Kazemi [14], Н. Pasternak [15] та інших.

Нерозв'язаною раніше частиною проблеми є те, що за умови популяризації гофро-балок на сучасному етапі розвитку ринку металевих конструкцій існує необхідність пошуку нових конструктивних рішень, які б задовольнили вимогам споживачів та відповідали всім експлуатаційним показникам при мінімальній вартості. В державних нормах відсутні рекомендації щодо проектування та оцінки несучої здатності балок саме з трапецієподібною стінкою, тому дане дослідження є досить актуальним.

Задачі дослідження. Головними задачами нашого дослідження є розроблення нових конструктивних рішень легких балок із профільованою стінкою, які можуть забезпечити суттєву конкуренцію традиційним рішенням балкових конструкцій, довести переваги запропонованих балок та визначити сферу їх застосування.

Виклад основного матеріалу. Переваги гофро-балок у світовій будівельній практиці давно відомі, зокрема, це зниження матеріаломісткості за рахунок виключення ребер жорсткості та гофрування стінки, зменшення виробничої потужності, витрат на виготовлення, монтаж та транспортування. Суттєві переваги такого типу конструкцій спонукають до розроблення та урізноманітнення сталевих легких балок із профільованою стінкою.

Запропонована конструкція сталевий балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів (рис. 1) [5]. Профільована стінка (2) балки має трапецеїдальну форму, і складається з довшої (4) та коротшої (3) горизонтальних ділянок профільованого листа, а також похилої ділянки гофри (5). Гофри зазначеної балки мають нерівномірні кроки, які можна регулювати, що є неможливим для хвилястих стінок. Стінка балки являє собою два холодногнутих профільованих листа (2), що закріплюються до поясів і ребер (6) по всьому периметру, або в даному випадку з використанням ламелей (8), за допомогою зварювання (7). В торцях балки розташовані опорні ребра (6), а полиці двотавра (1) виконані з листів. При цьому дію згинального моменту сприймають полиці, а поперечну силу – стінка балки.

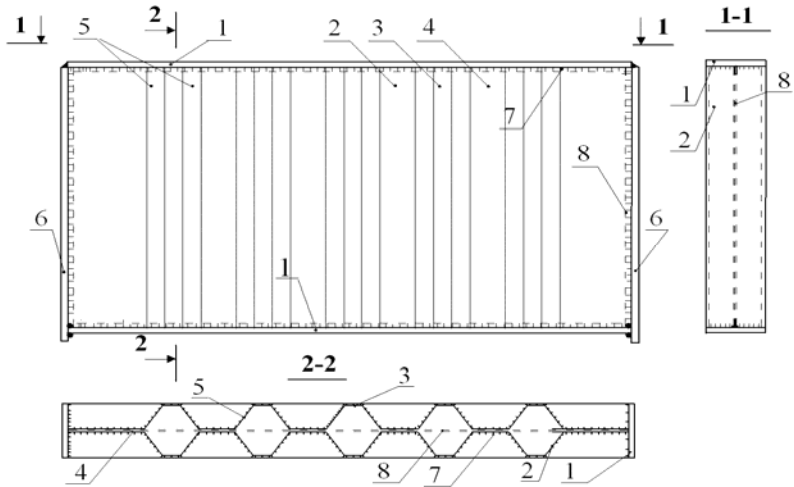


Рис. 1. Балка з подвійною профільованою стінкою трапецеїдального обрису

Представлена модифікована форма запропонованої вище балки – сталеві балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу з нерівномірним кроком гофрів та переривчастими поясними швами [6] (рис. 2).

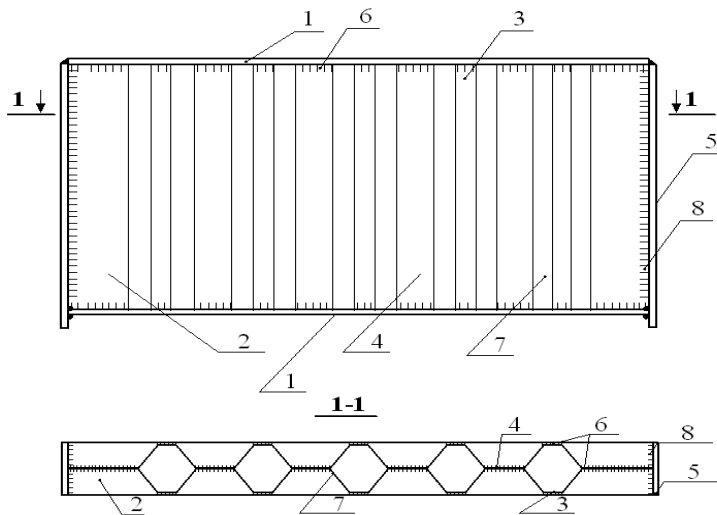


Рис. 2. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу з переривчастими поясними швами

До складу такої балки входить трапецеїдальна профільована стінка (2), яка приварюється з двох боків переривчасто (6) тільки на горизонтальних ділянках (3, 4) паралельно поздовжній осі балки. Стінка балки складається

з двох профільованих листів, що прикріплюються до ребер (5) безперервним зварюванням, а до поясів (1) – за допомогою переривчастих зварних швів, що і відрізняє її від попередньої, забезпечуючи при цьому економію наплавленого металу при зварюванні. Особливістю роботи балки є те, що на ділянки гофрів не передаються поздовжні деформації, що забезпечує більш рівномірне завантаження стінки балки від полиць. Використані переривчасті зварні шви забезпечують рівномірний перерозподіл зусиль у полицях на стінку балки, оскільки в суцільних швах зусилля швидко спадають до мінімальних без дії в роботі більшої частини стінки. В такому випадку переривчасті зварні шви (довжина окремих ділянок від 50 до 150 мм, а відстань між ділянками, зазвичай, в 1,5–2,5 раза більша довжини ділянки) дають деяку економію виробничих витрат і забезпечують достатню стійкість стінки, яка не сприймає зусиль з площини балки.

З метою удосконалення конструктивних форм легких балок запропоновані нові конструкції сталевих балок з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами із зварних таврів (рис. 3) [7] та з поясами з прокатних таврів (рис. 4) [8]. Профільована стінка (2) балки має трапецієподібну форму, що утворюється з похилої ділянки гофри (7), довшої (4) та коротшої (3) горизонтальних ділянок профільованого листа. Стінка балки складається з двох профільованих листів (2), що закріплюються точковим зварюванням (6) до поясів (1), які складаються зі зварних або прокатних таврів паралельно осі балки. Стінка до опорних ребер (5) прикріплюється за допомогою суцільного зварювання (8). В даному випадку використані точкові зварні шви для прикріплення таврових поясів та стінки, що призводить до ліквідації складного напруженого стану. Прикріплення ділянок стінки, які наближені до пояса точковим зварюванням, надає деякої піддатливості стінці вздовж балки та забезпечує жорсткість балки в цілому, а також неруйнівне сприйняття локальних напружень у стінці балки. Стінка не доходить до полиці й не сприймає нормальних зусиль, а тільки поперечну силу (дотичні напруження). Нормальні напруження сприймаються тільки тавровими поясами, як в ідеальних двотаврах. На опорних частинах балки застосовуються складені зварні таврові опорні ребра, які забезпечують стійкість. Головною перевагою таких конструкцій є те, що пояси з таврів сприймають дію згинального моменту в балці й працюють на розтяг і стиск як ідеальний двотавр, а стінка сприймає поперечну силу. На ділянках з'єднання стінки і полиць у вигляді таврів не виникає зональних нормальних напружень у верхній та нижній частині стінки. Крім того, при установленні таврових опорних ребер забезпечується стійкість та унеможливорює випучування стінки в зоні опорного вузла. Стінка прокатного тавра має значну висоту, що забезпечує міцність пояса і верхньої частини стінки балки за нормальними напруженнями. Зміна

нормальних напружень відображається гіперболічною залежністю [13], яка має максимальні значення у верхній частині стінки. Невеликі локальні навантаження на верхній пояс балки більш рівномірно розподіляються на стінку балки за рахунок таврового пояса.

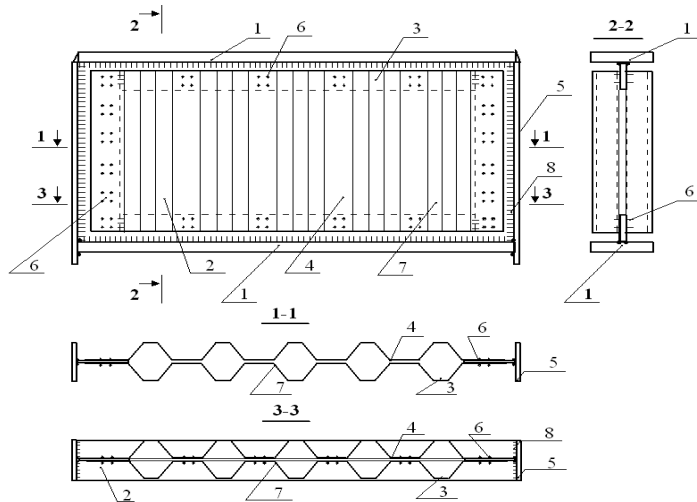


Рис. 3. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами зі складених таврів

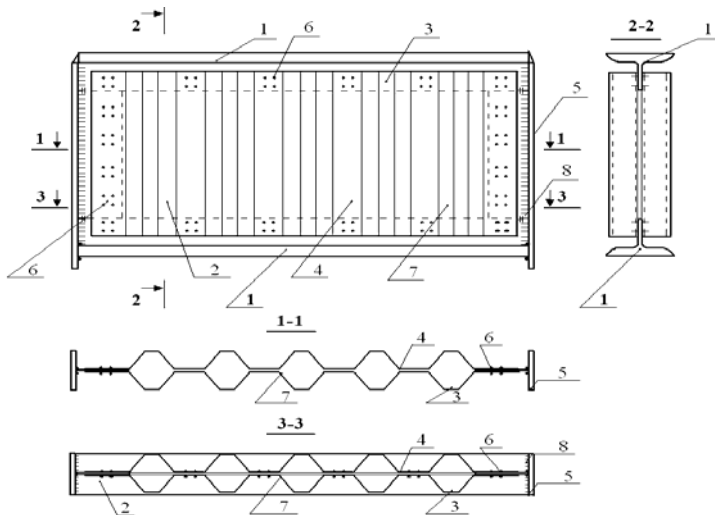


Рис. 4. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами з прокатних таврів

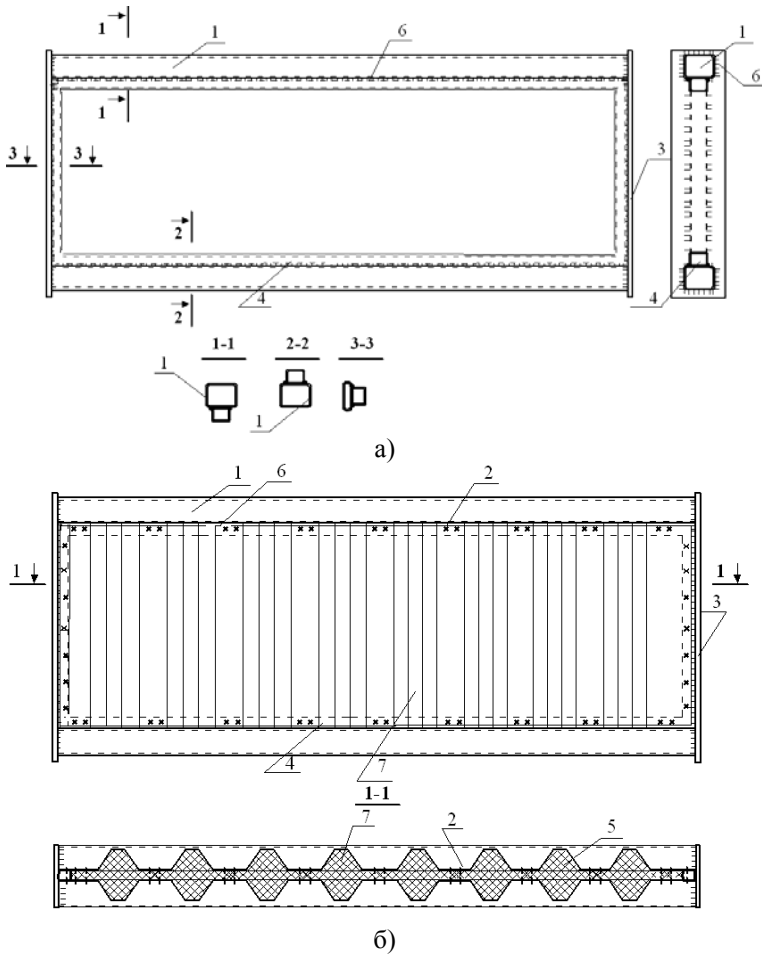


Рис. 5. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу із заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом:
а – вихідна заготовка; б – готовий відсік

Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу із заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом (рис. 5) [9]. Для забезпечення сумісної роботи профільованих листів (стінки) (7) і підвищення їх стійкості простір між ними заповнюється пінополістиролом (5), пояси (1) та направляючі (4) виконані з труб квадратного перерізу, які прикріплені суцільним зварюванням, стінка до направляючих приєднується за допомогою самонарізних гвинтів (2), опорні ребра (3) виконані з листів. Виготовлення балки починається зі зварювання вихідної заготовки. Стінка балки виконується спочатку зі встановлення профілю з одного боку балки. Надалі балка знаходиться в горизонтальному положенні, де наноситься пінополістирол

пошарово з подальшим установленням верхніх профільованих листів. Прикріплення профільованих листів виконується самонарізними гвинтами і встановленням через направляючі монтажу, щоб запобігти випучуванню стінки, що дозволяє застосовувати профільовану стінку меншої товщини (оцинковані листи), що майже неможливо при зварюванні. Листи з'єднуються між собою внапуск і закріплюються саморізами. Застосування полістирольного заповнення даної конструкції підвищує її теплозахисні та звукоізолювальні характеристики.

Новою формою є балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами із гнутих швелерів (закріплення на саморізах) (рис. 6). Така конструкція поясів дозволяє застосувати тонкі профільовані листи від 1 мм до 2 мм (зварювання при цьому є складним). До складу даної конструкції відноситься профільована стінка (1), яка має трапецієподібну форму і складається з двох профільованих листів, що закріплюються до поясів (2) у вигляді гнутих або прокатних швелерів саморізами (4). Профілі між собою можна скріплювати самонарізними гвинтами. Опорні ребра (5) являють собою зварні таври, котрі прикріплюються до поясів за допомогою зварювання (3), а до стінки саморізами (4). Стінка даної конструкції може бути одинарною і мати хвилястий обрис.

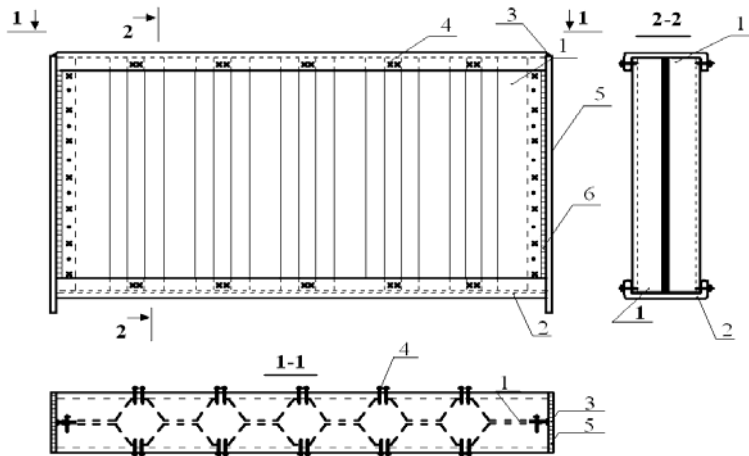


Рис. 6. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами із гнутих швелерів

Розглянемо сталеві балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплені розкідною решіткою (рис. 7) [10], хрестовою решіткою (рис. 7) та решіткою у вигляді арокних елементів (рис. 8). Зазначимо, що профільована стінка (7) балок має трапецієподібну форму та складається з двох профільованих листів, що закріплюються до

направляючих (4) у вигляді квадратних труб за допомогою самонарізних гвинтів (2). До поясів (1), які складаються з труб квадратного перерізу, направляючі прикріплені за допомогою суцільного зварювання (6). Опорні ребра (8) виконані з листів з урахуванням роботи на зминання та зрізання. Решітка (3) приєднується до профільованих листів самонарізними гвинтами (2). Для прикріплення балок до можливої колони можна виконувати отвори (5).

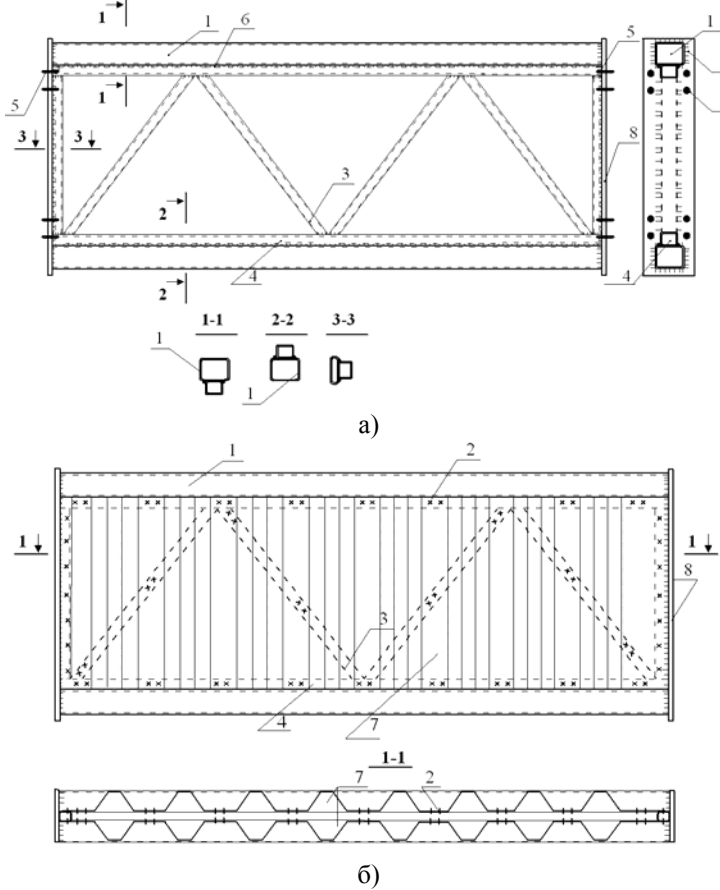


Рис. 7. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена розкільною решіткою:
а – вихідна заготовка; б – готовий відсік

Вихідні заготовки для такого типу конструкцій виконуються на початку виготовлення балок. Розташування розкільної решітки повинно відповідати локальному навантаженню на верхній пояс балки. Якщо встановлюється розкільна решітка, можна не використовувати ребра жорсткості під

локальне навантаження. Ще однією особливістю роботи даного типу конструкції є те, що елементи решітки в поєднанні з профільованою стінкою забезпечують більшу стійкість, ніж окремо розкоси решітки та стінка. Розглядаючи хрестову решітку (рис. 8), можна відзначити її перевагу щодо жорсткості стінки та забезпечення стійкості стінки по всій висоті балки. Хрестова решітка розподіляє дію згинального моменту за довжиною прогону та розкріплює профільований лист, забезпечуючи стійкість.

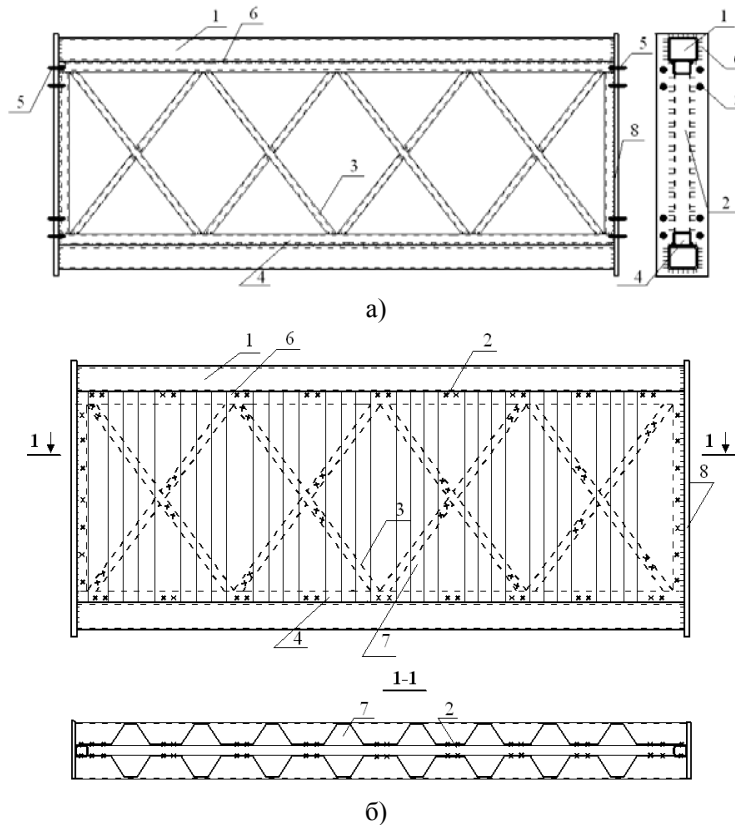


Рис. 8. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена хрестовою решіткою:
а – вихідна заготовка; б – готовий відсік

Решітка із арокних елементів (рис. 9) своєю формою відтворює епору моментів і сприймає частково їх дію. В зонах, наближених до опор, арки перехрещуються і сприймають додаткові зусилля у зоні похилих перерізів балки. В прогоні переріз двотаврової балки близький до «ідеального двотавра», що є оптимальним перерізом для сприйняття згинального

моменту. З метою отримання менш металомістких конструкцій раціонально застосовувати арочну решітку, яка може бути як подвійною, так і одиночною.

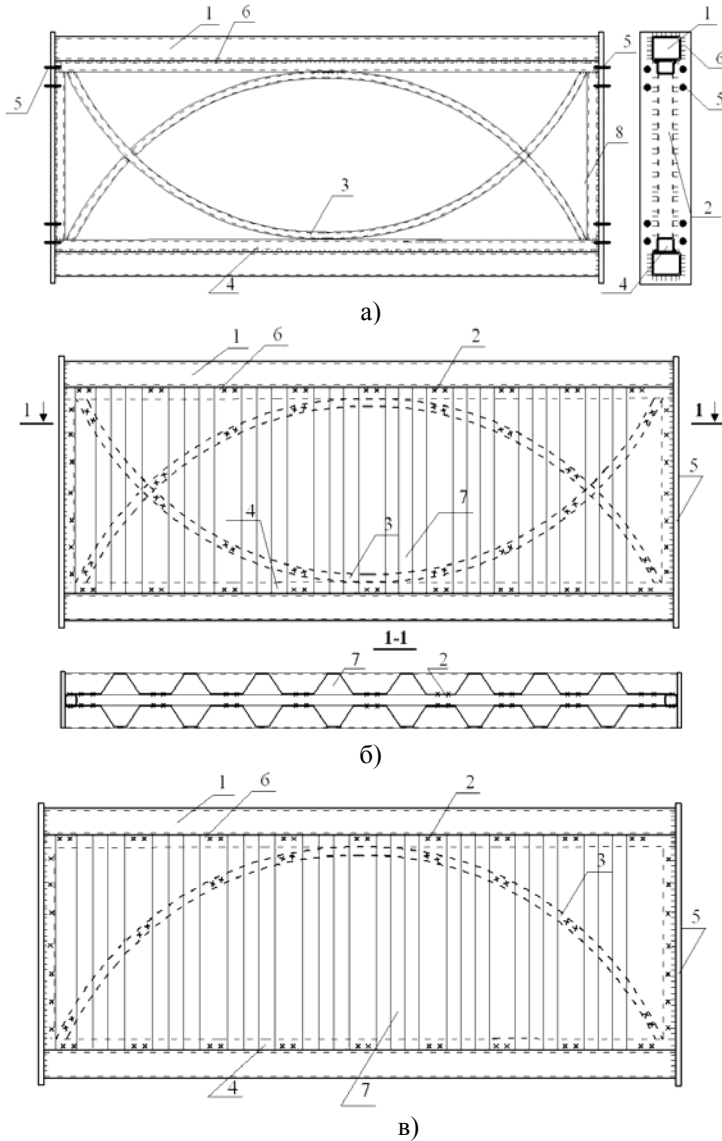


Рис. 9. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з решіткою у вигляді арочних елементів:
 а – вихідна заготовка з подвійними арочними елементами;
 б – готовий відсік із подвійними арочними елементами;
 в – готовий відсік із одиночним арочним елементом

Висновки

Запропоновані легкі сталеві балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу нового типу, застосування яких дає змогу суттєво зменшити матеріаломісткість при достатніх показниках ефективності. Представлені легкі балки можуть застосовуватись у кроквяних конструкціях, балкових клітках та інших балкових конструкціях при зведенні житлових і громадських будівель, мансард, надбудов, ангарів і прибудов.

Література

- [1] Егоров П.И. Исследования напряженно-деформированного состояния стальных балок и колонн из двутавра с тонкой гофрированной стенкой: автореф. дис. на соискание уч. степ. докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / П.И. Егоров. – Хабаровск, 2010. – 24 с.
- [2] Кретинин А.Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок : автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.Н. Кретинин. – Новосибирск, 2008. – 25 с.
- [3] Кудрявцев С.В. Несущая способность балок с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием: автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / С.В. Кудрявцев. – Екатеринбург, 2011. – 175 с.
- [4] Лазнюк М.В. Балки з тонкою поперечно гофрованою стінкою при дії статичного навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / М.В. Лазнюк. – Київ, 2006. – 18 с.
- [5] Пат. 45328 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2009 03785; заявл. 17.04.2009; опубл. 10.11.2009, Бюл. № 21. – 4 с.
- [6] Пат. 51629 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з перервними поясними швами / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2010 00424; заявл. 18.01.2010 ; опубл. 26.07.2010, Бюл. № 14. – 4 с.
- [7] Пат. 64444 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами зі зварних таврів Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2011 04041; заявл. 04.04.2011 ; опубл. 25.01.2012, Бюл. № 2. – 4 с.

- [8] Пат. 64444 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з попереочно профільованою стінкою коробчатого перерізу з поясами з прокатних таврів Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2011 04044; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.
- [9] Пат. 64443 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з попереочно профільованою стінкою коробчатого перерізу з заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2011 04036; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.
- [10] Пат. 64445 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з попереочно профільованою стінкою коробчатого перерізу, розкріплена розкісною решіткою / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № у 2011 04051; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.
- [11] Тонкостенная металлическая балка. А. с. СССР №894126 Е04 с 3/06.
- [12] Тонкостенный металлический элемент открытого профиля. А. с. СССР № 897995 Е04 с 3/06.
- [13] Чичуліна К.В. Надійність вузлів сталевих балок з профільованою стінкою: автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / Чичуліна К.В. – Полтава, 2011. – 26 с.
- [14] Kazemi H.R. The Effects of the Corrugation Profiles of the Web on the Lateral-Torsional Buckling Strength of the Inelastic I-Girder / H.R. Kazemi, Nia Korrani, S. Molanaei // World Applied Sciences. – 2010. No. 8 (5). – P. 527–530.
- [15] Pasternak H. Plate girders with corrugated webs / Hartmut Pasternak, Gabriel Kubieniec // Journal of civil engineering and management. – 2010. – No. 16(2). – P. 166–171.

Надійшла до редколегії 03.07.2012 р.

УДК 624.01/.07+691

Підтвердження відповідності конструкцій українських стадіонів для Євро-2012 на засадах технічного регулювання в ЄС

¹Артанов О.Й., ¹Гринберг М.Л., к.т.н., ²Лебедич І.М., к.т.н., ²Холькін В.В.

¹ДП Науково-технічний центр оцінки відповідності в будівництві «БудЦентр»,
Україна

²ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Узагальнено п'ятирічний досвід оцінки металоконструкцій на чотирьох унікальних будовах в рамках системи технічного регулювання в Україні з урахуванням європейських підходів. Наведено дані щодо акредитації БудЦентру, його розробок та інших підстав діяльності як третьої сторони, в т.ч. щодо оцінювання відповідності вимогам Технічного регламенту. Акцентовано на комбінованих моделях сертифікації, як процедурній новації. Розглянуто особливості та загальні риси різних конструктивних форм, угруповані елементи щодо відбору зразків для випробувань. Декларовано принципи зменшення обсягів роботи випробувальних лабораторій за умов дотримання безпеки. Розглянуто організаційні та фінансові неузгодженості, перелік і роль проектних й апробаційних документів як вихідних. Наголошено на розрахункових методах оцінки відповідності, зокрема щодо ударної в'язкості.

Аннотация. Обобщен пятилетний опыт оценки металлоконструкций на четырех уникальных стройках в рамках системы технического регулирования в Украине с учетом европейских подходов. Приведены сведения об аккредитации БудЦентра, об его разработках и других основаниях деятельности в качестве третьей стороны, в т.ч. относительно оценивания соответствия требованиям Технического регламента. Сделан акцент на комбинированных моделях сертификации, как процедурной новации. Рассмотрены особенности и общие черты различных конструктивных форм, а также элементы, сгруппированные с целью отбора образцов для испытаний. Декларированы принципы уменьшения объемов работы испытательных лабораторий при условии соблюдения безопасности. Рассмотрены организационные и финансовые неувязки, состав и роль проектных и пробационных документов как исходных. Отмечена важность расчетных методов оценки соответствия, в частности по ударной вязкости.

Abstract. Summarized of five years experience on assessment of metal structures at four unique sites within the system of technical regulation in Ukraine with European approaches. Cited data on the accreditation of «BudTsentr», on its drafts and other foundations to work as a third party, including evaluating compliance with respect to the Technical Regulations. Focused on the combined models of certification as a procedural innovations. Considered the particular and common features of different structural forms, as well as elements that are grouped in order to select samples for testing. Declared the principles of reducing the work of testing laboratories, subject to security. Mentioned the organizational and financial discrepancies, the list and role of the design and approval documents as initial. Noted the importance of computational methods for conformity assessment, in particular on the impact elasticity.

Ключові слова: акредитовані органи та лабораторії, випробування показників безпеки, просторові металоконструкції, сертифікація, технічний регламент.

Протягом 2007-2011 рр. державним підприємством НТЦ ОВ «БудЦентр» надано унікальні за складністю, обсягом і повчальним досвідом послуги з сертифікації металевих конструкцій (М/К) покриттів і фасадів на стадіонах у містах Донецьку, Харкові, Києві та Львові (табл. 1). Аудиторами, експертами та іншими фахівцями «БудЦентру», як третьої сторони, реалізовано процедури оцінки та підтвердження відповідності виготовлених М/К проектній документації, насамперед кресленням КМ і КМД, розробленим, апробованим і прийнятим до виробництва у встановленому порядку. Перевіряли також прямі вимоги нормативних документів (НД), зокрема будівельних норм і стандартів.

Таблиця 1

Стадіон	Групи конструктивних елементів М/К	Країна-виробник
1 «Донбас-Арена» («Шахтар») Донецьк	1 Закладні блоки та деталі анкерного типу й переважно стиснуті п'яти 2 Опорні вузли-шарніри 3 Просторові консольні ферми зі стрижнями замкнутого та двотаврового перерізу 4 Структурні плити з трубчастих стрижнів типу «MERO» 5 Покрівельні і фасадні системи огорожувальних конструкцій	Туреччина Німеччина
2 «Металіст» Харків	1 Опорні елементи каркаса (колони, стійки та тяги) 2 Підкроквяні та кроквяні ферми, в'язі 3 Ванти, осі, прогони покрівлі, площадки, сходи та огороження, табло	Україна
3 НСК «Олімпійський» Київ	1 Закладні деталі, опорні частини колон 2 Колони та ригелі (розпірних кілець) коробчастого перерізу 3 Вантові радіальні ферми, центральне кільце, фасадні канати 4 Покрівельне заповнення (підвісні ліхтарі та тканина) 5 Безрозкісні ферми фасадні та систем освітлення, 6 Сходи, площадки та огорожі для обслуговування та розкріплення табло	Україна Велика Британія Німеччина Іспанія Таїланд
4 «Арена-Львів» Львів	1 Опорні вузли та елементи консольних ферм зі стрижнями круглого трубчастого перерізу 2 Структурні конструкції типу «MERO» і «Novum»	Німеччина США, Китай, Чехія

НТЦ ОВ «БудЦентр» діє як орган із сертифікації (ОС). Його акредитовано згідно з європейськими правилами Національним агенством з акредитації України (НААУ), що надає йому можливість працювати в різних системах підтвердження відповідності, включаючи власну. Найбільший досвід накопичено БудЦентром у державній системі УкрСЕПРО на підставі періодично поновлюваних свідоцтв про призначення та уповноваження (в сенсі ДСТУ 3411:2004 [1]). Їх нещодавно подовжено за безстроковими свідоцтвами Мінекономрозвитку України без обмежень щодо схем сертифікації продукції, включаючи оцінку (сертифікацію) систем управління.

У зв'язку з реформуванням системи технічного регулювання України в європейському напрямку, розпочатим, зокрема, законами [2, 3], наприкінці 2006 р. постановою Кабміну [4] було впроваджено Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд (надалі – ТР), в якому враховано принципів положення Директиви Ради Європи 89/106/ЄЕС [5], такі як основні вимоги до будівельних споруд, процедури оцінки відповідності виробів тощо.

У 2007-2010 рр. з метою впровадження ТР розроблено три комплекти національних НД [6–8], замінено регламентними технічними умовами (РТУ) більшість гостів із розділу 28 Переліку продукції, що підлягає обов'язковій сертифікації в Україні (надалі – Перелік), і призначено низку органів з оцінки відповідності (ООВ) вимогам ТР, що сприяло практичній діяльності в цій новій системі підтвердження відповідності, починаючи з 2011 р.

Спираючись на свій досвід, здобутий завдяки пропозицій щодо концепції технічного регулювання в будівельній галузі України на європейських засадах, підготовки проекту Технічного регламенту [9] в редакції, максимально наближеній до прототипу [5], участі в розробках [6–8] і РТУ, БудЦентр, в рамках як УкрСЕПРО, так і ТР, після 2006 р. впроваджує європейські підходи згідно з духом і буквою документів [4, 5].

Так, щодо об'єктів ЄВРО-2012 (див. табл. 1) згідно з ТР визначали як належні основні вимоги безпеки [6], зокрема щодо механічного опору та стійкості, безпеки експлуатації протягом розрахункового терміну служби споруд. Готуючи рішення за заявками та завдання випробувальним лабораторіям (ВЛ), обирали групи конструктивних елементів, які відіграють важливу роль у виконанні зазначених основних вимог, суттєві характеристики виробів для перевірки фактичних (виконавчих) показників

Крім того, головні конструкції покриттів над трибунами, наприклад сталеві ферми, перевіряли щонайменше за пунктами НД, що визначено розділом 28 Переліку (з урахуванням заміни скасованих НД на актуальні РТУ).

Впроваджені загальні принципи, рекомендовані ЄС, а саме: зменшення витрат на випробування, поширення існуючих результатів – див. ДСТУ-Н Б А.1.1-90 (ЕС Guidance Paper M), а також вибір найменш обтяжливих процедур оцінки та підтвердження відповідності, сумісних із безпекою споруд [4, 5] за умов застосування переважно неруйнівних методів досліджень і недопущення верхолозних робіт.

Для конкретних об'єктів в залежності від обраних замовником організацій і підприємств як учасників будівництва (проектувальників, виготовлювачів, монтажників тощо), архітектурно-конструктивних рішень,

встановлених термінів й інших обставин – визначались до перевірки групи конструктивних елементів (переважно М/К), перелік показників і можливі схеми (моделі) сертифікації, із залученням акредитованих ВЛ.

Стадіон «Шахтар» – «Донбас-Арена». Металоконструкції нового стадіону запроєктовано, виготовлено та змонтовано іноземними фірмами, генпідрядник – «ЕНКА», Туреччина. Опорні елементи, консольні ферми, покрівельні і фасадні системи огорожувальних конструкцій виготовлено на заводі «Чимташ», Туреччина. Значний внесок зроблено фірмою «MERO-TSK», Німеччина, яка надала щодо просторової ґратчастої системи «MERO» основоположний документ «Загальний допуск будівельного нагляду до експлуатації» (Німецький інститут будівельної технології), а також проспект «Заявка на допуск в Росії». Обидва документи є детальними технічними умовами, які реалізовано «MERO-TSK» у проектуванні, виготовленні та шеф-монтажі структурного покриття стадіону.

Проект експертував «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» (надалі – Укрінсталькон).

Враховуючи послідовність і терміни постачання різними виробниками елементів на монтаж, БудЦентром було виділено групи конструктивних елементів 1.1–1.5 (див. табл. 1).



Рис. 1. Закладний блок



Рис. 2. Анкерна опора, шарнір

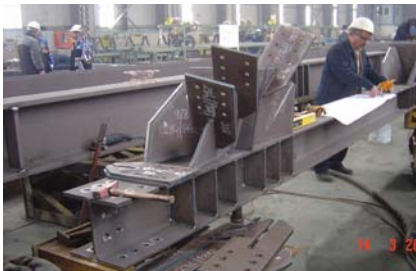


Рис. 3. Вузол консольної ферми



Рис. 4. Вузол структури «Меро»

Було перевірено показники складних М/К, вперше запропоновано та застосовано комбіновані моделі сертифікації, які дозволили працювати в режимі реального часу й охопити весь обсяг продукції кожної групи. Це задовольнило заявника на сертифікацію та не суперечило правилам УкрСЕПРО. Також деталізовано завдання випробувальним лабораторіям (ВЛ). Основні випробування виконали фахівці ВЛ ДонНАБА, м. Макіївка.

Одним із важливих аспектів взаємодії ОС із заявниками, виробниками, експертами, працівниками ВЛ тощо є оперативний обмін інформацією, обсяги якої на цьому об'єкті вражають. Згідно з інформацією, розміщеною на сайті «Донбас-Арена», за весь період будівництва (приблизно 3 роки) було витрачено 10 т паперу на креслення, складено біля 20 тис. актів на приховані роботи. Слід зазначити, що БудЦентр, який надає перевагу безпаперовій технології робіт із підтвердження відповідності, приймав офіційні документи, креслення, протоколи випробувань, інші вихідні матеріали від фірм «ЕНКА» і «MERO-TSK» в електронному форматі.

Інший, близький до попереднього, аспект – загальна комп'ютеризація процесів проектування (розрахунки, конструювання) та виготовлення М/К, яку демонстрували згадані фірми під час обстеження аудитором та експертами ОС. Для адекватного опрацювання креслень, наданих фірмою «ЕНКА» на певному етапі робіт, з'явилась необхідність у покращанні технічних характеристик і комп'ютерних комплексів у локальній мережі ОС.

За результатами розгляду технології розроблення та виготовлення структурних систем у фірмі «MERO-TSK» зроблено позитивний висновок щодо стабільності показників міцності їх елементів. Це забезпечують, по-перше, автоматизовані етапи визначення навантажень, їх комбінацій, статичного розрахунку та призначення перерізу стрижнів і параметрів кульових вузлових елементів (перший комп'ютерний комплекс), перевірка компоновання кожного просторового вузла структури з урахуванням кутів примикання і реальних габаритів окінцівок стрижнів (другий комп'ютерний комплекс). По-друге, з останнього комплексу надсилається команда безпосередньо на лінію, що комплектує стрижні з відрізків труб і приварених конусних окінцівок з висувними болтами. По-третє, значну кількість таких стрижнів випробовують на розтяг розрахунковим зусиллям, наприклад при лазерному зварюванні – кожен.

Стадіон «Металіст». Реконструкція покриття, а фактично заміна навісу над трибунами стадіону, виконувалася майже без зупинки його експлуатації. Проектування, виготовлення та монтаж М/К здійснили виключно харківські металобудівники, генпідрядник – ТОВ «Стальконструкція». Проект було експертовано фахівцями інституту «Укрінсталькон», м. Київ.

Зважаючи на стислі строки будівництва було угруповано та розглянуто лише три групи М/К, а саме 2.1–2.3 (див. табл. 1).



Рис. 5. V-подібні колони, стійки, тяги. Шарнірна підвіска до тяги

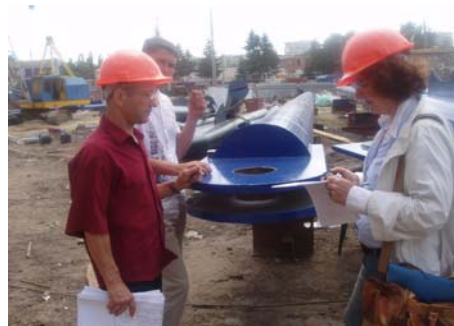


Рис. 6. Секції ферм. Окінцівки стрижня під монтаж

За таким розподілом було відібрано зразки, організовано перевірки за участі акредитованого НААУ ДП «Випробувальний центр будівельних конструкцій», м. Київ. Продукцію ідентифіковано за технічною специфікацією сталі та документацією КМД в обсязі близько 3400 т.

НСК «Олімпійський». Під час реконструкції стадіону одним із головних завдань було створення навісу над трибунами як покриття радіально-кільцевої структури з вісімдесяти сегментів. Його утворюють периферійний каркас М/К із стрижнів коробчастого перерізу та тросова система із мембранно-тентовим заповненням. Каркас складено із колон із ламаною віссю, орієнтованих кутом назоні від арени, та ригелів, розташованих по кільцях нижнього та верхнього ярусів. До останнього закріплено верхні пояси вантових ферм, поєднаних центральним кільцем із десяти канатів закритого типу діаметром 115 мм. Тканина покрівлі спирається на нижні пояси вантових ферм і стабілізована формоутворювальними щодо водовідведення елементами з купольними ліхтарями на шпренгельних підвісах. У нижній ярус каркаса вбудовано фасадні вантово-стрижньові фрагменти зі склінням.

Генпроектувальником виступила німецька архітектурна фірма GMP, за дорученням якої робочий проект М/К виконала фірма SBP, також із Німеччини. Обидві ці фірми підрядилися на авторський нагляд і супроводження робіт. З української сторони адаптером було архітектурне бюро Юрія Серьогіна, в експертизі проекту М/К брали участь фахівці Укрінсталкону. Тендер на реалізацію проекту виграла фірма «Завод Майстер-Профі Україна», м. Дніпропетровськ, яка виготовила основні елементи каркасу та інші стрижньові М/К. У виробництві вантових і тентових елементів провідну роль відіграли фірми «BRIDON» і «NIGHTEX», Німеччина.

БудЦентр, виходячи з технічних і організаційних чинників, орієнтував свої послуги щодо груп конструктивних елементів 3.1–3.6 (див. табл. 1).



Рис. 7. Закладні деталі. Опорний вузол колони. Торець ригеля UCR



Рис. 8. Стиковані колони (FC + RC). Вузол примикання ригеля LCR

При цьому, враховуючи досвід зведення попередніх об'єктів Євро-2012, розраховували на оперативне, відкрите та конструктивне співробітництво з виробниками, проектувальниками та іншими заінтересованими сторонами.

Дійсно, серед чотирьох розглянутих стадіонів НСК «Олімпійський» має найбільш модерну схему та різноманітний за формами комплект М/К. Вони функціональні та архітектурно виразні, але найскладніші в реалізації та апробації. Не останню роль відіграє склад виконавців робіт. Якщо на донецькому об'єкті це були лише іноземні фірми, харківському – тільки українські, то на київському – ті й інші. Ця обставина викликала певні організаційно-психологічні труднощі.

Учасники робіт, як перша сторона, мали задовольнити вимоги користувачів, як другої сторони. Фахова сертифікація третьою стороною збільшує впевненість усіх сторін щодо виконання основних вимог безпеки за Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд, що є важливою обставиною для приймання об'єктів в експлуатацію, особливо в разі використання бюджетних коштів.

Окрім показаних на рис. 7–11 конструкцій, значну увагу приділено перевірці важливих елементів фасаду та системи освітлення, зокрема плоских і просторових безрозкісних ферм (Вірendela) та інших компонентів.

Через певні організаційні неузгодження, а також терміновість робіт і брак коштів поза увагою залишилися деякі об'єкти та аспекти оцінки відповідності, наприклад каркас табло, протигрибкова здатність тканини покрівлі тощо. Зауважимо, що частину документації та зразки для випробувань довелося чекати надто довго, тому що необхідність у них, терміни та вартість не були передбачені контрактами з підрядниками.



Рис. 9. Вантові ферми та кільце. Вигляд покрівлі, ліхтарі



Рис. 10. Примикання ферми до кільця. Затискач троса для підвіски



Рис. 11. Торець сегмента мембрани. Каркас підвісного ліхтаря

Зі свого боку, БудЦентр був зацікавлений у своєчасній реалізації процедур сертифікації, що слугувало б не тільки їх ефективності, але й мінімізувало роботи на будмайданчику та збільшило безпеку фахівців ОС і ВЛ. Найбільші обсяги випробувань виконало ВЦ «НВЦ Надійність» НТУУ «КПІ», акредитованих НААУ.

Стадіон «Арена-Львів». На початкових етапах будівництва нового стадіону його металокаркас було заявлено на сертифікацію фірмою «MERO-TSK», Німеччина, яка добре зарекомендувала себе при зведенні стадіону «Донбас-Арена». Цього разу фірмою було запропоновано також просторові (структурні) М/К покриття та фасаду типу «MERO». Але консольні ферми, на відміну від донецьких просторових, які було розраховано на суттєво несиметричні (крутильні) навантаження, включаючи осідання опор на теренах із шахтними проходками, – для Львова проектували плоскими. Відрізнявся й спосіб спірання структур на консольні ферми. Якщо в першому випадку реалізовано звичні вузли блоків, то в другому – до поясів ферм приварювали патрубки з різью під стандартні окінцівки стрижнів «MERO».

Таке рішення щодо опирання є, на наш погляд, невірним, бо припустимі відхилення розмірів, зокрема кутових, у вузлах структур зазвичай притаманні машинобудуванню, а для ферм – значно більші, що є традиційним для М/К. Елементи структур і консольних ферм виготовляли на двох різних заводах Німеччини, що, незважаючи на комп'ютеризацію процесів виробництва, було одним із чинників численних ускладнень на монтажі.

На прикінцевих етапах будівництва, через фінансові труднощі, структурні конструкції та консольні ферми виготовляли інші фірми – «Novum Structures», США, і «TESASING», Чеська Республіка, а заявником на сертифікацію виступило ТОВ «АЛЬТКОМКІЇВБУД». При цьому виявилось, що через недосконалість контрактів були відсутні креслення КМД, розроблені попередніми заводами.

Щоб зберегти простежуваність і підвищити відповідальність всіх виробників однотипних М/К, БудЦентром було запропоновано фіксувати фактичний стан у виконавчих кресленнях.

Розглянуто групи конструктивних елементів 4.1, 4.2 (див. табл. 1).

Підсумовуючи зауважимо, що різноманітні конструктивні форми чотирьох стадіонів мають певні загальні риси. Це, насамперед, наявність радіальних консольних ферм, стрижньових чи вантових, поєднаних у кільцевому напрямку у просторові системи (блоки). Для них складали багатоелементні розрахункові схеми, за якими обчислювали зокрема несиметричні навантаження з десятками можливих комбінацій.

Залежно від способу та дозволеного (архітектурно-планувальними рішеннями) плеча спирання ферми мають або потужні анкерні опори (Донецьк, рис. 2, Львів, рис. 12), або невеликі (Харків, рис. 5), або анкери зовсім відсутні (Київ). В усіх випадках шарнірні (за розрахунковою схемою) вузли опорних стрижнів, розтягнутих чи стиснутих, реалізували за допомогою матеріальних осей, див. рис. 2, 5 (похила тяга), 7 (опорний вузол колони), 12.



Рис. 12. Конструкції консольних ферм. Анкерні та стиснуті опори, шарнірні вузли



Рис. 13. Патрубки з різью під структуру. Фланці для стиків стрижнів ферми



Рис. 14. Структурні стрижні типу «Novum». Зразки після тесту на ударну в'язкість

Провідні фахівці БудЦентру, обізнані як у будівельній справі, так і в процедурах технічного регулювання, ідентифікували конкретні об'єкти опрацювання серед розглянутих груп конструктивних елементів, обирали зразки для випробувань за показниками безпеки, беручи за основу проект (креслення КМ і КМД, спеціальні технічні умови) і НД України. В разі потреби оцінювали вимоги європейських стандартів, переважно на підставі наданих закордонними фірмами апробаційних документів. Серед останніх:

- сертифікати на систему управління якістю (СУЯ), свідоцтва третьої сторони (національні та європейські) та/або декларації про відповідність на власну продукцію, на вихідні матеріали та напівфабрикати, кріпильні вироби тощо;
- заводські паспорти, в т.ч. тест-сертифікати (протоколи, результати випробувань тощо), які мають супроводжувати поставки, так само як сертифікати походження, пакувальні листи тощо;
- експертні висновки, зокрема Європейські технічні ухвалення (ETA);
- акти приймання генпідрядником продукції від основних виробників й їх субпідрядників.

Найбільш докладними були результати апробації М/К незалежними органами та першою стороною в особі іноземних виробників, які зазвичай декларують показники безпеки та несуть за них цілковиту відповідальність. Наприклад, кожна відлита деталь для вантової системи НСК «Олімпійський» перевірялася ультразвуковим і магнітним методами, у т.ч. зі штампуванням Реєстром Ллойда.

Загальною проблемою для всіх стадіонів було додаткове визначення та оцінка результатів випробувань застосованої сталі на ударну в'язкість за температури мінус 40 °С. Деякі іноземні постачальники спочатку обмежувалися показниками при мінус 20 °С, на що звертала увагу експертиза Укрінсталькону [10].

Ця тема отримала несподіване продовження із набуттям чинності ДБН В.2.6-163 [11]. У цих нормах встановлено перевірку лише щодо мінус 20 °С. Але досвідчені фахівці заперечують таку новацію, пропонуючи для кліматичних умов України більш жорстку перевірку, наприклад за температури мінус 30 °С.

Автори досліджень [12] запевняють у можливості визначення чисельним методом показників ударної в'язкості при заданій температурі без додаткових випробувань. БудЦентр зацікавлений у впровадженні розрахункового методу підтвердження відповідності, зокрема згідно з ДСТУ-Н Б А.1.2-6 [13] та європейськими підходами.

Література

- [1] Державна система сертифікації УкрСЕПРО: Збірка Державних стандартів України – ДСТУ 3410-96, 3411-2004, 3412-96...3420-96, 3498-96, 3957-2000. – Видання офіційне // Держстандарт України. – Київ, 2000. – 236 с.
- [2] Про підтвердження відповідності/ Закон України від 17.05.2001 № 2406-14.
- [3] Про стандарти, технічні регламенти та процедури оцінки відповідності/ Закон України від 01.12.2005 № 3164-IV
- [4] Постанова Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 р. N 1764 «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд».
- [5] Council Directive 89/106/EEC of 21 December 1988 on the approximation of the laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products.– OJ L 40, 11.2.1989. – 12 p.
- [6] ДБН В.1.2-6...11-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд (6 НД).

- [7] ДСТУ-Н Б А.1.1-77...80:2007, -82...90:2008 Система стандартизації та нормування в будівництві. Настанови. Керівні документи стосовно Директиви 89/106/ЕЕС (13 НД).
- [8] ДСТУ Б А.1.2-1:2007, -2...5:2009, -6:2010 Система ліцензування та сертифікації у будівництві. Оцінювання відповідності у будівництві згідно з Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд (6 НД).
- [9] Технічний регламент з підтвердження відповідності «Будівельні вироби» (проект) // Оконные технологии.– № 17 – 2004. – С. 52–64.
- [10] Експертиза робочої документації будівельних конструкцій першого п'ятизіркового футбольного стадіону України / В.В. Холькін// Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2007. – № 1. – С. 22-26.
- [11] ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу
- [12] Оценка качества констукционных сталей / Ю.А. Мешков, С.А. Котречко, А.В. Шиян, В.И. Большаков, О.П. Носенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. – № 2. – С. 16-21.
- [13] ДСТУ-Н Б А.1.2-6:2010 Настанова з порядку проведення оцінки відповідності із застосуванням розрахункового методу підтвердження відповідності.

Надійшла до редколегії 17.07.2012 р.

УДК 624.97.0

Особенности расчета и проектирования металлоконструкций газохода для железобетонной дымовой трубы $H = 250$ м

Губанов В.В., к.т.н., Корсун В.И., д.т.н., Калмыков Ю.Ю., к.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Аннотация. В статье рассматриваются методы расчета и проектирования металлического газоотводящего ствола для повышения несущей способности и улучшения газодинамических характеристик железобетонной дымовой трубы $H = 250$ м. Для расчетов по пространственной схеме приведена методика расчета усилий от технологических воздействий с учетом податливости опорных закреплений. Определены наиболее напряженные элементы – горизонтальные кольца и стойки проемов. Приводятся конструктивные решения газоотводящего ствола, полученные на основании учета технологических параметров работы трубы и методов обслуживания.

Анотація. У статті розглянуто методи розрахунку та проектування металевого газовідвідного стовбура для підвищення несучої здатності та покращення газодинамічних характеристик залізобетонного димаря $H = 250$ м. Для розрахунків за просторовою схемою наведена методика розрахунку зусиль від технологічних впливів з урахуванням піддатливості опорних закріплень. Визначені найбільш напружені елементи – горизонтальні кільця і стійкі прорізів. Наведено конструктивні рішення газовідвідного стовбура, отримані на підставі урахування технологічних параметрів роботи труби та методів обслуговування.

Abstract. The methods of design and detailing are outlined in the paper for the steel liner structure to be used for increasing load capacity and improvement of thermofluidodynamic parameters of concrete chimney 250 m high. The technique is given for three dimensional numeric calculations of internal forces due to technological actions accounting for flexibility of bearing joints. The most loaded structural elements are obtained to be horizontal ribs and columns near openings. The structural details of the liner are given to take into account technological characteristics of chimney and maintenance methods.

Ключевые слова: железобетонные дымовые трубы, металлоконструкции газохода, газодинамические характеристики.

Строительство зданий и сооружений большинства предприятий тяжелой промышленности, действующих в настоящее время на территории стран СНГ, осуществлялось в конце 60-х – начале 80-х годов XX века. К началу второго десятилетия XXI века сроки эксплуатации наиболее ответственных и сложных инженерных сооружений промышленных предприятий превышают нормативные сроки проведения первых капитальных ремонтов и зачастую приближаются к их предельным срокам службы. К наиболее ответственным промышленным сооружениям относятся сооружения башенного типа – дымовые трубы, вытяжные башни, градир-

ни, работа основных несущих конструкций которых характеризуется сложными температурно-силовыми воздействиями и влиянием агрессивных технологических сред в период эксплуатации. Надежная и безотказная работа отмеченного класса сооружений обуславливает непрерывность осуществляемых технологических процессов и бесперебойную работу предприятий в целом. Однако пригодность для нормальной эксплуатации большинства сооружений башенного типа к настоящему времени оказывается значительно сниженной вследствие образования и развития различных типов повреждений в их основных строительных конструкциях.

Анализ результатов натурных обследований более чем 150 башенных сооружений различных классов [10] показывает, что наиболее распространенными типами повреждений конструкций являются повреждения, обусловленные длительным периодом эксплуатации сооружений без своевременного выполнения ремонтных работ, а также нарушениями режимов вывода из эксплуатации и разогрева на этапах очередных и внеплановых остановов. Чрезмерное развитие отдельных типов повреждений обуславливает возникновение аварийных ситуаций, влекущих за собой остановку эксплуатации сооружений. Для дымовых труб и вытяжных башен аварийное состояние несущих конструкций и футеровок влечет за собой временное или постоянное прекращение эксплуатации подключенных теплоагрегатов и в большинстве случаев приводит к значительным материальным потерям.

Эффективность технических решений, принимаемых для обеспечения нормальной эксплуатации дымовых труб и вытяжных башен, в большинстве случаев характеризуется сложностью решаемых инженерных задач, технической уникальностью самих инженерных решений, а также сжатыми сроками разработки проектной документации и выполнения ремонтно-восстановительных работ. Имеющийся опыт продления ресурса [6, 7, 8, 9] направлен, в основном, на ремонт и усиление несущих конструкций без существенного изменения технологических параметров, поэтому актуальным вопросом является разработка конструктивных методов повышения производительности сооружений при выполнении реконструкции.

Целью данной работы является разработка конструктивных решений, методов расчета и проектирования металлоконструкций газоотводящего ствола в нижней части железобетонных дымовых труб для снижения сопротивления газоотводящего тракта и усиления футеровки дымовой трубы высотой $H = 250$ м теплоэлектростанции.

Дымовая труба $H = 250$ м эксплуатируется с 1974 г. и обслуживает четыре тепловых энергоблока № 6...№ 9 мощностью до 230 МВт каждый. Температурный режим эксплуатации сооружения обусловлен режимами работы подключенных энергоблоков; по данным натурных замеров температура отводимых газов в зависимости от нагрузки на энергоблока составляет 135...160 °С. Диаметр устья ствола дымовой трубы составляет $d_o = 8,0$ м, наружный диаметр у основания ствола – $D_n = 22,1$ м. Ствол дымовой трубы выполнен конической формы из монолитного железобетона, уклон образующей по высоте ствола – переменный: от 0,08 на нижних участках до 0,015 на верхних участках; толщина стенок железобетонной оболочки составляет соответственно от 800 мм до 200 мм. Футеровка из кислотоупорного кирпича на диабазовой замазке выполнена на всю высоту ствола отдельными звеньями высотой 12,5...20,0 м. По всей высоте ствола между футеровкой и железобетонной несущей оболочкой выполнен воздушный вентилируемый зазор шириной 120 мм. Врезка объединенных газоходов в ствол дымовой трубы предусмотрена на диаметрально противоположных участках в уровне отн. +5,500 м. Для повышения общих аэродинамических параметров дымовой трубы в уровне отн. +4,400 м проектными решениями предусмотрено устройство конструкций наклонных перекрытий и разделительной стенки с уровнем верха на отн. +17,600 м.

За весь период эксплуатации основные строительные конструкции дымовой трубы подлежали периодическим наружным осмотрам и внутренним обследованиям, на основании которых выполнялись различной сложности работы по текущему ремонту наиболее поврежденных конструкций. На основании результатов очередного комплексного обследования, выполненного в сентябре-октябре 2009 г., было установлено, что вследствие нарушений температурного режима, допущенного в период плановой остановки сооружения, кладка нижнего яруса футеровки ствола, расположенного в уровне отн. +4,400 ... +21,900 м, получила ряд повреждений в виде вертикальных трещин и угрожающих обрушением зависаний ее отдельных участков. Анализ схем расположения повреждений, а также скорости снижения температуры показал, что повреждения в футеровке возникали и накапливались в процессе всего предшествовавшего периода эксплуатации дымовой трубы вследствие знакопеременных и различных по внутреннему периметру ствола температурных деформаций кладки футеровки на этапах остановоу и повторных разогревов сооружения. Аварийная ситуация с футеровкой возникла вследствие быстрого охлаждения участка футеровки в зоне проема дымовой трубы при плановом выводе дымовой трубы из эксплуатации. Техническое состояние футеровки на указанном участке ствола квалифицировалось как предаварийное.

Перед специалистами ДонНАСА владельцами сооружения была поставлена задача разработать комплекс конструктивных и организационных мероприятий, направленных на обеспечение безопасной эксплуатации сооружения на период, составляющий 20 лет и более. При этом одним из условий реализации технических решений являлось требование, касающееся продолжительности выполнения всего комплекса ремонтных мероприятий, которая не должна была превышать 35...40 дней. Вследствие установленных жестких сроков выполнения ремонтно-восстановительных мероприятий демонтаж аварийного яруса футеровки с последующим устройством новой кладки из возможных вариантов обеспечения безопасной эксплуатации сооружения был исключен. Нормативная продолжительность работ для перекладки футеровки аварийного яруса по результатам предварительных подсчетов составила 105 суток, а стоимость строительно-монтажных работ превышала 3,5 млн. грн.

Базовым вариантом для разработки рабочего проекта на реконструкцию сооружения был принят вариант, представленный на рис. 1, который предусматривал устройство металлоконструкций внутреннего газоотводящего ствола с сохранением поврежденного яруса футеровки, а также металлоконструкций ее временного крепления. В ходе проработки принципиальных конструктивных решений газоотводящего ствола предусматривалось обеспечение его двух основных технологических функций: исключение контакта отводимых от теплоагрегатов дымовых газов с поверхностью поврежденного яруса футеровки, а также обеспечение равновесного состояния футеровки путем ее переопирания на несущие конструкции газоотводящего ствола в случае развития существующих повреждений кладки. Устройство конструкций внутреннего газоотводящего ствола в сложившихся условиях эксплуатации дымовой трубы кроме предотвращения обрушения поврежденных участков футеровки также обеспечивает сохранность конструкций наклонных перекрытий от разрушений, вызванных падением слезниковых элементов футеровки, а также секций чугунного колпака внутрь дымовой трубы.

Для назначения основных геометрических параметров и формы внутренней поверхности газоотводящего ствола были выполнены специальные газодинамические расчеты, целью которых являлось определение оптимальной геометрии входного канала. Критерием оптимальности являлось местное сопротивление на входе в трубу. Расчеты, выполненные на основании [1], показали, что наиболее эффективным вариантом является конструктивное решение, включающее наклонные пандусы под углом 45° , диффузор высотой 3,0 м на верхнем участке газоотводящего ствола, разделительную стенку под углом $25,7^\circ$, закругление крыши подводящего газохода радиусом 3,0 м. В этом случае местное сопротивление снижается

от 7,44 мм вод. ст. (начальный проект) до 6,2 мм вод. ст., что приводит к достаточному увеличению тяги и повышению эффективности работы подключенных теплоагрегатов.

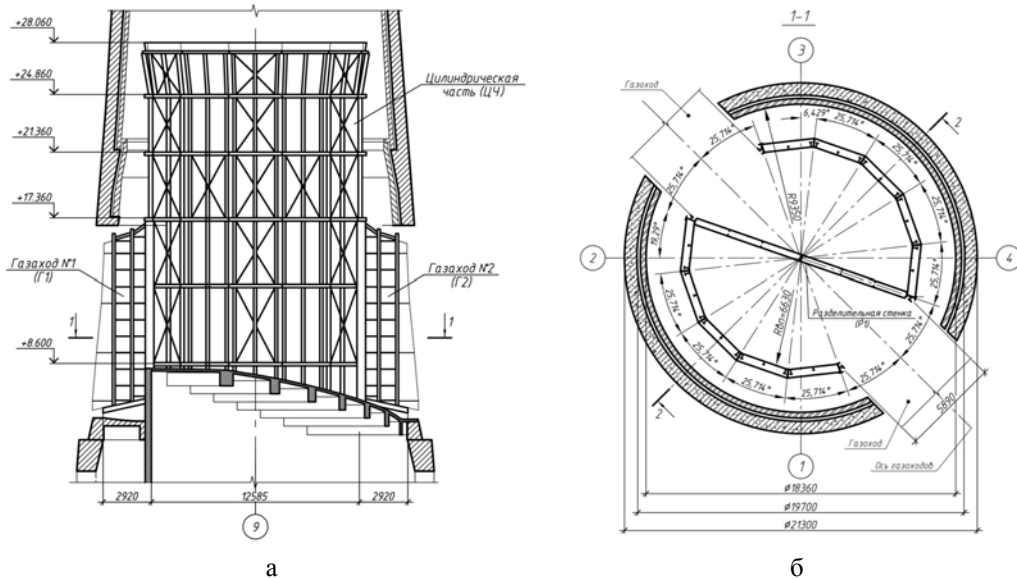


Рис. 1. Конструктивная схема участка внутреннего газоотводящего ствола:

- а – вид со стороны главного корпуса ТЭС;
- б – разрез горизонтальной плоскостью в уровне отм. +8,6 м

В состав участка внутреннего газохода в железобетонной дымовой трубе № 6 $H = 250$ м входит цилиндрическая часть (ЦЧ), примыкающие газоходы (Г1, Г2), пандусы (П1, П2), а также разделительная стенка (Р1). Цилиндрическая часть представлена основным участком в форме неправильного 12-гранника (от отм. +5.570, до отм. 24.860 м) и участка-диффузора (от отм. +24.860, до отм. 27.560 м). Пандусы (П1, П2) и разделительная стенка (Р1) расположены внутри цилиндрической части.

При проектировании одним из основных факторов был учет требований к обслуживанию сооружения [2, 4, 5]. С этой целью:

1. Было принято разделение несущих и ограждающих конструкций, т.е. для возможности замены внутренней обшивки она не учитывалась в расчете и прикреплялась к решетчатой части прерывистыми швами.
2. Для удобства осмотра всех несущих конструкций обшивка не доводилась до перекрытия вдоль наклонных пандусов.

3. Сопряжения пандусов (П1, П2), разделительной стенки (Р1) и примыкающих газоходов (Г1, Г2) с цилиндрической частью обеспечивало свободные температурные деформации во всех трех измерениях, что позволяет выполнять независимое техническое обслуживание различных конструктивных элементов.

4. Для доступа внутрь ствола и очистки пандусов были выполнены специальные закрывающиеся проемы.

5. При расчете толщины обшивки учитывался износ конструкций и стоимостные показатели ремонта и обслуживания на основе методики [3].

Опорными конструкциями для цилиндрической части (ЦЧ), пандусов (П1, П2) и разделительной стенки (Р1) являются балки существующих наклонных перекрытий. В ходе конструирования опорных узлов цилиндрической части была предусмотрена возможность их частичных перемещений в горизонтальной плоскости.

Цилиндрическая часть (ЦЧ) предусматривалась в виде несущего каркаса из горизонтальных распорок вертикальных поясов, выполненных из сварных и прокатных профилей двутавровой формы и из швеллеров, изнутри обшитого стальными листами толщиной 8 мм. Причем стальная обшивка каркаса принималась съемной, не участвующей в работе каркаса цилиндрической части. Общая устойчивость конструкций каркаса обеспечивалась системой вертикальных связей. Разделительная стенка (Р1), расположенная вдоль существующих газоходов, представляет собой вертикальную систему двутавровых балок, зашитых с двух сторон стальным листом толщиной 8 мм. Узлы сопряжения разделительной стенки с конструкциями каркаса цилиндрической части выполнены податливыми, обеспечивающими независимое деформирование стенки и каркаса цилиндрической части. Наклонные пандусы (П1, П2) наклонены под углом 45° и являются балочными клетками с настилом из стальных листов толщиной 12 мм, опирающиеся на систему стоек из трубчатых элементов, а также на горизонтальные ребра каркаса и специальные опорные балки, предусмотренные в составе цилиндрической части. Примыкающие газоходы (Г1, Г2) были выполнены в виде системы поперечных рам, объединенных в отдельно стоящие короба, обшитые изнутри стальными листами толщиной 8 мм. Опорными конструкциями примыкающих газоходов выступали конструкции железобетонной оболочки, а также существующие конструкции днища надземных газоходов дымовой трубы. Сопряжение конструкций примыкающих газоходов (Г1, Г2) с конструкциями существующих подводящих газоходов выполнено герметичным, исключаящим подсосы наружного воздуха. Для

обслуживания металлоконструкций газоотводящего ствола в днищах примыкающих газоходов предусмотрены лазы.

Для общей оценки напряженно-деформированного состояния конструкций цилиндрической части газоотводящего ствола, а также назначения размеров основных конструктивных элементов ее каркаса, разделительной стенки и пандусов была произведена серия специальных статических расчетов. При этом принятые конструктивные решения по взаимной увязке отдельных конструктивных частей газоотводящего ствола позволяли составлять фрагментированные расчетные модели и выполнять независимые расчеты для цилиндрической части, примыкающих газоходов и пандусов.

Анализ напряженно-деформированного состояния основных конструктивных элементов газоотводящего ствола выполнялся на персональной ЭВМ с использованием метода конечных элементов (МКЭ), реализованном в программном комплексе «Lira Windows» версии 9.4. Поверочные расчеты несущей способности сечений стержневых элементов металлоконструкций выполнялись с использованием модуля «Лир-СТК», а также микропрограмм для персональной ЭВМ на базе приложения MS Excel, составленных согласно требованиям норм.

Расчетная модель цилиндрической части (рис. 2) газоотводящего ствола принята в виде пространственной схемы, в качестве основных составляющих которой использованы стержневые конечные элементы (тип КЭ-10) для решения пространственных типов задач МКЭ. Геометрические характеристики сечений для назначения жесткостей элементов расчетной модели МКЭ принимались на основании выполненных предварительных оценок их напряженного состояния с использованием инженерных расчетных методик. Элементы внутренней обшивки цилиндрической части в составе расчетной модели ввиду принятых конструктивных решений их крепления к горизонтальным и вертикальным ребрам каркаса в состав расчетной модели включены не были. Расчеты металлоконструкций наклонных пандусов выполнены как для элементов обычной балочной клетки.

В состав нагрузок и воздействий входили:

- а) собственный вес металлоконструкций, в том числе вес листов внутренней обшивки;
- б) температурные воздействия отводимых газов:
 - равномерный нагрев (эксплуатация всех энергоблоков, работа двух примыкающих газоходов);
 - неравномерный нагрев (эксплуатация части энергоблоков, работа одного примыкающего газохода);

в) частичное опирание поврежденных участков футеровки на конструкции цилиндрической части, для случая нарушения их равновесного состояния в ходе эксплуатации сооружения.

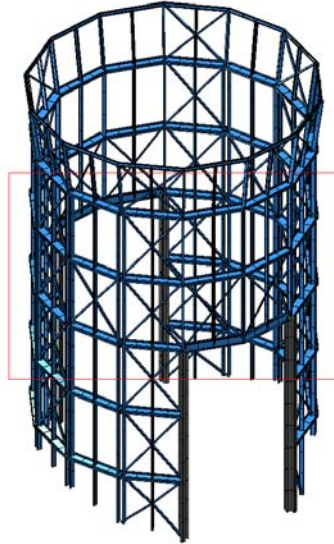


Рис. 2. Расчетная МКЭ-модель цилиндрической части газоотводящего ствола

Анализ возможных схем загрузок расчетной модели, составленной на основании предварительно принятых конструктивных решений цилиндрической части, свидетельствовал, что горизонтальные кольца являются основными несущими конструкциями, воспринимающими температурный нагрев, а также нагрузки от возможного обрушения футеровки. Наиболее напряженными элементами являлись также стойки, окаймляющие проемы для врезки металлоконструкций примыкающих газоходов (Г1, Г2). Ввиду указанных особенностей работы конструкций газоотводящего ствола сопряжение отдельных элементов в составе горизонтальных ребер как в ходе составления модели, так и при конструировании узлов предусматривалось жестким для обеспечения работы конструкций горизонтальных ребер по неразрезной схеме.

В ходе конструирования опорных узлов цилиндрической части и при составлении расчетной модели предусматривалось закрепление в горизонтальной плоскости опорных узлов стоек, окаймляющих один из проемов, при условно-податливом сопряжении остальных стоек с конструкциями наклонных перекрытий для учета температурных деформаций газоотводящего ствола. С целью обеспечения деформирования опорных участков вертикальных стоек, ограниченного вследствие трения опор о поверхность

существующих наклонных перекрытий, в расчетной модели были использованы специальные конечные элементы (тип КЭ-51), моделирующие упругие связи в горизонтальной плоскости. Величины коэффициентов жесткости упругих связей условно были приняты линейно-зависящими от перемещений опорных узлов и определялись для каждого опорного узла с использованием усредненного коэффициента трения стали о бетонную поверхность $k_{mp} = 0,35$ из соотношения:

$$R_i = F_i \times k_{mp} / \Delta_i, \quad (1)$$

где F_i – значение продольной силы в стойке, для которой определяется коэффициент жесткости, от собственного веса металлоконструкций; Δ_i – значения возможных перемещений опорных узлов в горизонтальной плоскости в предположении свободного деформирования опор цилиндрической части, выявленные на предварительном этапе расчетов на действие равномерного нагрева конструкций в предположении свободных перемещений узлов по горизонтали.

При этом по результатам предварительных оценок перемещений опорных узлов и продольных сил, действующих в «незашемленных» стойках цилиндрической части, были выявлены узлы, для которых характерно нарушение трения покоя и необходим учет влияния их частичной податливости на напряженное состояние конструкций газоотводящего ствола. Значения коэффициентов жесткости для различных опорных узлов принимались переменными в зависимости от их удаленности от опор зашемленных стоек и величин возможных перемещений Δ_i в горизонтальной плоскости.

Температурные воздействия на цилиндрическую оболочку учитывались с использованием программной процедуры ПК «Lira Windows» для задания нагрузок путем моделирования равномерного нагрева стержневых элементов до температуры 180°C , соответствующей максимальным температурным режимам эксплуатации сооружения.

Нагрузка от возможного опирания поврежденных участков футеровки на конструкции цилиндрической оболочки прикладывалась к участкам горизонтального ребра расчетной модели, расположенного в уровне верха поврежденного футеровочного яруса. Значения нагрузок на металлоконструкции цилиндрической части от разрушений футеровки определялись путем подсчета собственного веса способных к обрушению объемов ее кладки и учитывались в расчетной модели в виде вертикальной ($v = 65,8$ кН/м) и горизонтальной ($g = 22,7$ кН/м) составляющих равномерной распределенной нагрузки на рассматриваемое горизонтальное ребро.

Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций цилиндрической части газоотводящего ствола в ПК «Lira Windows» были приняты следующие типы загружений:

- LC 1 – собственный вес металлоконструкций с учетом веса обшивки и опорных реакций конструкций наклонных пандусов;
- LC 2 – равномерный нагрев цилиндрической части, соответствующий проектному режиму эксплуатации всех подключенных теплоагрегатов;
- LC 3, LC 4 – нагрев части металлоконструкций, соответствующий режиму эксплуатации теплоагрегатов, подключенных к правому/левому газоходу;
- LC 5 – опирание обрушенных ярусов футеровки по всей длине нагруженного горизонтального ребра;
- LC 6, LC 7 – опирание обрушенных ярусов футеровки на отдельные участки нагруженного горизонтального ребра.

Суммарные расчетные усилия для конструкций цилиндрической части подсчитывались на основании специально составленных расчетных комбинаций нагружений (групп нагружений). Коэффициенты сочетаний для различных комбинаций нагружений, используемые при определении расчетных усилий в элементах цилиндрической части, представлены в таблице 1.

Таблица 1

**Коэффициенты сочетаний нагружений для анализа НДС
цилиндрической части**

№ РСН	Коэффициенты РСН для нагружений						
	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5	LC 6	LC 7
LG 1	1,0	1,0	-	-	1,0	-	-
LG 2	1,0	1,0	-	-	-	1,0	-
LG 3	1,0	1,0	-	-	-	-	1,0
LG 4	1,0	-	1,0	-	1,0	-	-
LG 5	1,0	-	1,0	-	-	1,0	-
LG 6	1,0	-	1,0	-	-	-	1,0
LG 7	1,0	-	-	1,0	1,0	-	-
LG 8	1,0	-	-	1,0	-	1,0	-
LG 9	1,0	-	-	1,0	-	-	1,0

Значения расчетных усилий в наиболее нагруженных сечениях основных конструктивных элементов цилиндрической части представлены в таблице 2, нумерация наиболее нагруженных элементов расчетной модели – на рис. 3. На основании определенных усилий был выполнен расчет сечений элементов ствола и узлов соединения элементов.

Таблица 2

Расчетные усилия в наиболее нагруженных конструкциях цилиндрической части

Тип констр. зп-нта	Критерий РСН	Соответствующие значения						Номер элемента	Номер загрузки
		N, кН	Mk, кН*м	My, кН*м	Mz, кН*м	Qy, кН	Qz, кН		
Горизонтальные ребра	N (max +)	834.6	0.2	3.4	32.1	36.6	9.3	510	137
	N (max -)	-474.6	0.2	1.1	102.3	-0.9	-0.7	647	146
	Mk (max +)	-206.3	0.8	-26.2	-80.2	-56.0	-53.0	642	136
	Mk (max -)	-126.4	-0.6	-4.1	89.1	-34.3	-8.7	428	146
	My (max +)	23.7	0.2	37.5	3.3	29.2	-19.6	545	126
	My (max -)	-208.9	0.8	-73.7	3.3	29.2	-19.6	642	137
	Mz (max +)	-82.4	0.0	-0.2	192.6	-47.3	-2.2	508	147
	Mz (max -)	173.9	0.1	-21.9	-200.2	129.7	2.6	546	135
	Qy (max +)	173.9	0.1	-26.0	4.9	131.5	2.6	545	135
	Qy (max -)	173.6	0.1	-20.0	-101.9	-125.7	2.4	547	135
	Qz (max +)	154.3	0.4	-60.0	-27.6	-33.8	96.0	587	136
	Qz (max -)	154.3	0.4	-60.0	-27.6	-33.8	-90.5	586	136
Основные стойки	N (max +)	784.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4	126
	N (max -)	-1485.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8	146
	Mk (max +)	-117.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	874	146
	Mk (max -)	-1376.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4	137
	My (max +)	396.7	0.0	0.3	0.0	0.0	-0.2	997	137
	My (max -)	55.0	0.0	-0.3	0.0	0.0	-0.2	2	137
	Mz (max +)	-1485.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8	146
	Mz (max -)	659.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8	127
	Qy (max +)	-1376.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4	137
	Qy (max -)	271.6	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.1	2	127
	Qz (max +)	55.0	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.2	2	137
	Qz (max -)	388.8	0.0	0.3	0.0	0.0	-0.2	1005	146
Горизонт. ребра проем	N (max +)	504.9	-0.3	-2.7	-9.9	-2.4	-7.6	553	136
	N (max -)	-84.7	-0.3	15.3	-10.9	11.8	18.5	558	146
	Mk (max +)	23.7	0.2	22.1	-19.3	28.3	-19.6	546	126
	Mk (max -)	-46.7	-0.4	3.7	-44.3	55.3	27.1	558	145
	My (max +)	-46.7	-0.4	67.4	8.7	-62.1	27.1	560	145
	My (max -)	182.3	0.0	-58.4	8.7	-62.1	27.1	553	146
	Mz (max +)	107.7	-0.2	-16.2	14.8	9.6	-5.1	547	147
	Mz (max -)	164.7	0.1	-19.7	-228.3	147.1	0.4	554	147
	Qy (max +)	164.7	0.1	-20.3	4.0	148.9	0.4	553	147
	Qy (max -)	164.7	0.1	-19.0	-1.1	-145.6	0.4	556	147
	Qz (max +)	-0.7	-0.3	-44.7	0.4	36.0	29.4	557	135
	Qz (max -)	487.2	-0.2	14.7	-42.5	43.0	-26.3	554	137

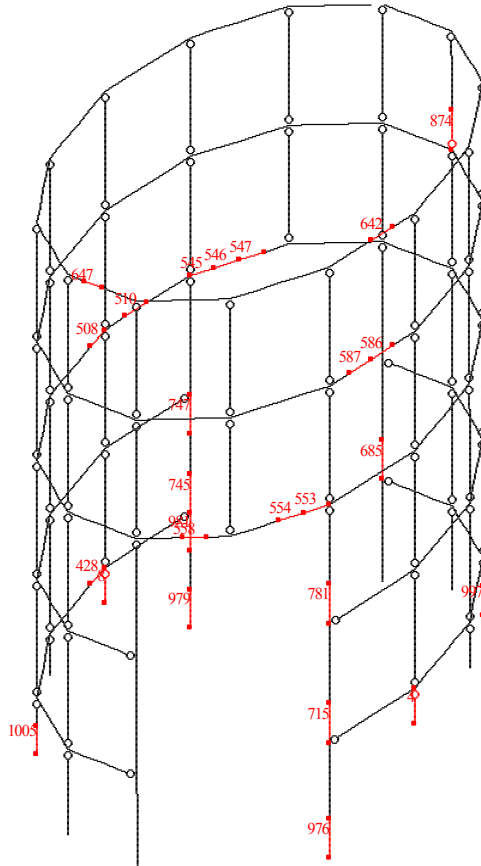


Рис. 3. Нумерация наиболее нагруженных элементов в расчетной МКЭ-модели цилиндрической части газоотводящего ствола

Выводы

1. Изменение технологических требований и износ железобетонных дымовых труб требуют применения новых методов повышения производительности и продления срока службы.
2. Использование внутреннего металлического ствола позволяет усилить внутреннюю часть железобетонных труб и улучшить газодинамические характеристики газоотводящего тракта.
3. При расчете и проектировании таких сооружений необходимо учитывать особенности технологических воздействий, процессы износа и обслуживание в процессе эксплуатации.

Литература

- [1] Бойко Е.А. Котельные установки и парогенераторы (Аэродинамический расчет котельных установок). – Красноярск, 2006. – 218 с.
- [2] Губанов В.В. Влияние характеристик среды на выбор параметров высотных сооружений// «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» / Тези доповідей. – К.: Вид-во «Сталь», 2010. – С. 153–155.
- [3] Губанов В.В. Начальный уровень надежности и планирование ремонтов элементов высотных сооружений / В.В. Губанов, В.И. Москаленко // Сб. научн. тр. «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса: ОГАСА, 2011. – Т. 3. – С. 23–28.
- [4] Губанов В.В. Основы методического подхода к проектированию высотных сооружений с учетом обслуживания / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво): Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип. 3 (25). – Т. 3 – С. 67–71.
- [5] Губанов В.В. Способы повышения надежности и долговечности высотных сооружений с металлическим каркасом // Вестник ДонНАСА. – Макеевка, 2009. – Вып. 2009-4(78). – С. 209–214.
- [6] Корсун В.И. Опыт исследования технического состояния и выполнения ремонтов железобетонной дымовой трубы / В.И Корсун, Г.В. Червонобаба, С.Л. Кузнецов // Современные проблемы строительства: Ежегодный научно-технический сборник. – Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО «Лебедь». – 2002. – Т. 2. – С. 109–113.
- [7] Корсун В.И Опыт ремонта конструкций подвесок газоотводящего ствола дымовой трубы Н = 320м / В.И. Корсун, Е.А. Дмитренко, А.В. Корсун // Вестник ДонНАСА. – Макеевка, 2005. – Вып. 2006-8(56). – С. 200–203.
- [8] Корсун В.И Опыт усиления стволов железобетонных дымовых труб / В.И. Корсун, А.Н. Машенко // Вестник ДонНАСА. – Макеевка, 2003. – Вып. 2003-2(39). – Том 2.–С. 64–67.
- [9] Корсун В.И Особенности повреждений и опыт ремонта железобетонных оболочек градирен высотой Н=150 м // Вестник ДонНАСА. – Макеевка, 2005. – Вып. 2006-8(56). – С. 204–209.
- [10] Корсун В.И. О состоянии промышленных дымовых и вентиляционных труб в Украине и мерах по обеспечению их эксплуатационной надежности / В.И. Корсун., В.В. Губанов // Вестник ДонГАСА. – Макеевка, 2003. – Вып. 2003–2 (39). – Т. 2. – С. 19–22.

Надійшла до редколегії 24.07.2012 р.

УДК 624.014

Roof over PGE Arena in Gdansk. Review of structure and monitoring system

Żóltowski K., Romaszkievicz T., M.Sc. Eng.

Technical University of Gdansk, Poland

Анотація. У статті викладені загальні конструктивні рішення сталеві конструкції, спроектованої для нового футбольного стадіону для Євро-2012 в Гданську. Основна конструкція зведена на існуючому зміненому фундаменті. Фасад і покриття складаються з 82 сталевих трубчастих елементів, що становить грандіозну споруду з полікарбонатним покриттям. Описані труднощі, що виникли під час її складання та монтажу, а також розроблена і впроваджена спеціальна процедура з моніторингу.

Аннотация. В данной статье изложены общие конструктивные решения стальной конструкции, спроектированной для нового футбольного стадиона для Евро-2012 в Гданске. Основная конструкция возведена на существующем измененном фундаменте. Фасад и покрытие состоят из 82 стальных трубчатых элементов, что представляет собой грандиозное сооружение с поликарбонатным покрытием. Изложены трудности, возникшие при его сборке и монтаже, а также разработанная и внедренная специальная процедура по мониторингу.

Abstract. This paper presents general structural assumptions of the steel construction designed for a new football stadium to be built for UEFA Championship 2012 in the city of Gdańsk. The superstructure is founded directly on the modified abutment. The facade and the roof are collected from 82 steel girders made of tube profiles. All this creates a grandiose building covered by polycarbonate cladding. There are described major difficulties which arised during fabrication and erection and the special monitoring system which was designed and implemented.

Key words: Stadium, UEFA EURO 2012, steel roof, monitoring.

Introduction. The stadium which was built for UEFA EURO 2012 in Gdansk is the biggest sport arena in the city. Its architecture refers symbolically to a piece of amber over seashore. As a result of a building process a complex structure composed of steel and concrete was built. According to UEFA standards, the stadium was planned to hold nearly 41000 people. The whole infrastructure of the arena is placed on a specially prepared area of 43 650 m².

The most spectacular part of the stadium is a steel roof and facade structure. Its characteristic shape and transparent cladding in tones of yellow shows the architect's vision mentioned before – a lump of amber.

The design team is listed below:

- Architect – RKW Rhode Kellermann, Wawrowsky GmbH from Düsseldorf.
- Structures – Bollinger&Grohmann – steel structure conception works in preliminary stages.
- Structures – APK Wojdak Consulting Engineers – concrete structures final design.
- Structures – KBP Żółtowski Consulting Engineers – steel structures conception works and final design.
- Structures – Eilers & Vogel – secondary concrete structures and small architecture.
- Structures – prof. Tadeusz Godycki-Ćwirko – consultation and verification.
- Structures – Gdansk University of Technology – laboratory tests and expert works.



Fig. 1. PGE Arena. Photo taken 22.8.2010 (www.bieg2012.pl) and after the opening (www.euro.gdansk.pl)

Steel roof construction. The main structure of the roof is composed of 82 steel, sickle shape space truss girders connected by a circumferential structure [1, 2, 3]. Typical girder is made of tube profiles and stands on a 7 m high concrete ring. The steel roof (Fig. 2) is statically and structurally independent of the concrete part. The height of the structure is about 38 meters, measured from bearing to the roofing surface. The length of the cantilever over the tribune is about 48 meters, measured from bearing to the edge of the roof (centre ring).

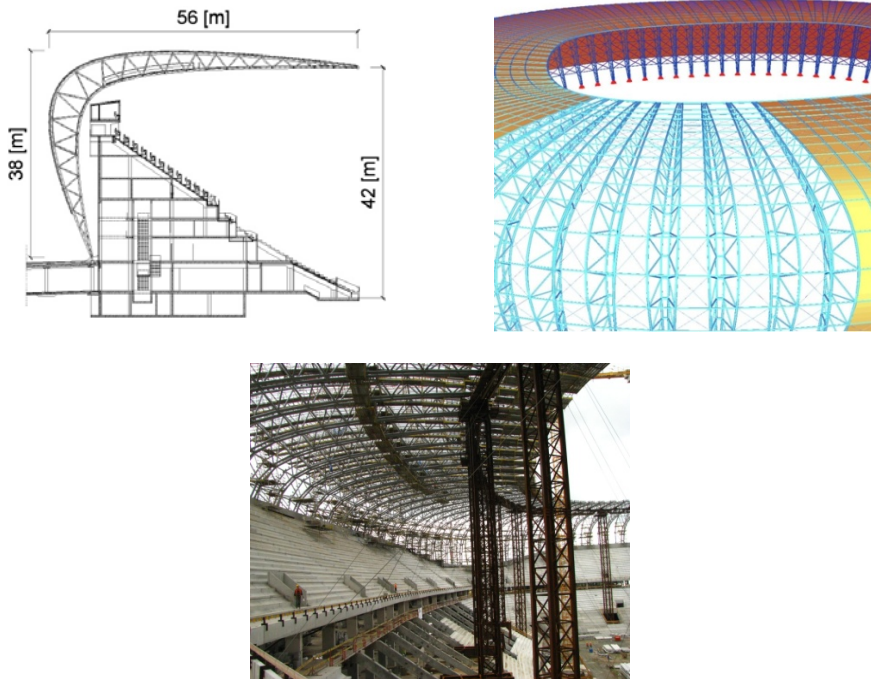


Fig. 2. Roof structure. Static model (SOFiSTiK) and photo made 18.08.2010

Main girders. The main radial girders (Fig. 3) are placed around the stadium at the distance of circa 8 meters. The framework of a single girder is made of welded steel tube profiles. The top and bottom chords are tubes of 355,6 mm in diameter and varying thickness. They are connected by horizontal tubes: top – ϕ 219.1 mm, bottom – ϕ 355.6 mm. Diagonal members of the truss are tubes of 219.1 mm in diameter and thickness of 8 mm.

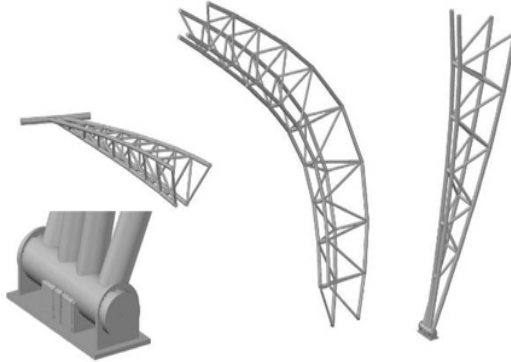


Fig. 3. Geometry of three main parts of a single girder

The girders are connected to each other by several horizontal rings made of circumferential tubes. Additional X bracings made of tension rods in the system X are implemented in every field between each girder. Thanks to the stiffening system, the roof works as an quasi-dome with the hole in the centre. The total weight of the roof is circa 71500 kN [2].

Stiffening. The stiffening system consists of horizontal rings and X bracings. The horizontal rings are placed in every outer structural node of the girders above the height of 6 meters, measured from the bearing. The rings are made of tube profiles ϕ 219.1 mm except for the interior board, which consists of the tubes of 508 mm in diameter and thickness of 8 mm. The X bracing works as only tensioned. 52 mm diameter rods are equipped with fork connectors and locking nuts. The rods and horizontal ring elements are connected with girders by gusset plates (fig. 4).

In the middle of the girder, over tribunes there is a cross truss stiffening which connects the top and the bottom chords to each other. It is situated near a technical platform suspended to the construction.

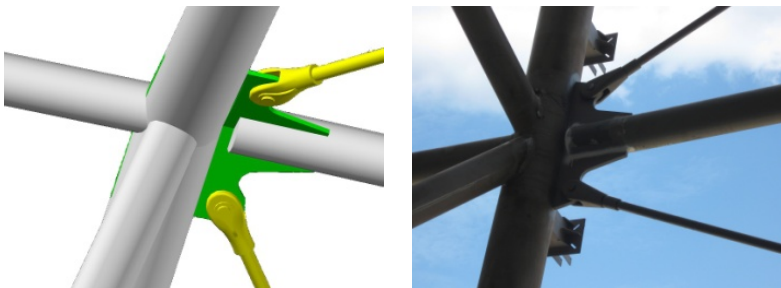


Fig. 4. Connection of stiffening to girder – design and realization

Roof cladding and peripherals. The cladding of the roof, designed as a membrane made of polycarbonate, is supported by a special aluminium sub construction. (Fig. 5) The roof is equipped with inspection platforms, rainwater drainage system, snow fences, lighting installation, four media screens, sound system and other equipment.



Fig. 5. Aluminium sub construction and laboratory test of aluminium roof profile

Statical analysis of the roof. For the purpose of the project laboratory tests were made in an aerodynamic tunnel [4]. The main task was to define wind action to the real shape of the construction. As a result, pressure distribution at eight different wind directions was obtained. Other loads were defined according to the Polish code. The whole numerical model was made in SOFiSTiK FEM environment.

It consists of: 13120 – nodes, 24518 - beam elements, 2624 - cable elements, 5904 - membrane elements.

The membrane with a low stiffness is described on a grid of beam elements as cladding. It does not cooperate with the main structure, it is only used to transfer area loads to the beam structure.

In computation a superposition rule was used to define boundary forces in the elements. The extreme configuration of loads reached after linear steps was taken as a global load to geometrically nonlinear analysis. The main purpose of such an approach was to assess the influence of switch off effect in tension rods bracings to the main structure (Fig. 6).

Due to the uniqueness of the structure there were made several detailed numerical models of key elements of the structure (Fig. 7).

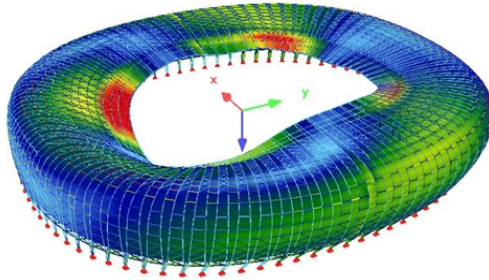


Fig. 6. Roof deformation caused by a north wind

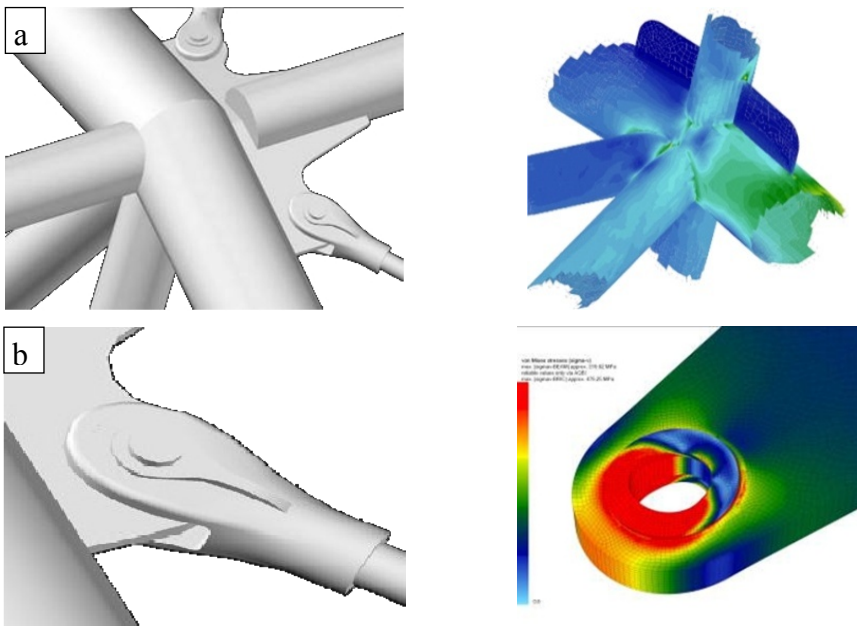


Fig. 7. CAD visualization, shell nad bricks FEM model:
a – typical node; b – connection of bracing

Roof assembly. The roof elements were prefabricated as flat members in a workshop and assembled on site to space parts. The erection of the roof was divided into 6 phases:

1. Installation of temporary supports.
2. Installation of a facade girder part.
3. Installation of a roof girder part.
4. Installation of circumference tubes and bracings.
5. Exemption from temporary support.
6. Installation of sheathing and peripherals.

The whole process of mounting the roof was analysed by numerical FEM models (Fig. 8). The process was monitored by surveyors and four girders which had active strain gages. These results were compared to those obtained from numerical analysis (Fig. 9).

An extreme deflection was measured on the girder 79 with value of 440 mm. The value obtained from numerical analysis was 417 mm. The biggest difference of 12,4 % was on the girder 50. An average difference was calculated as 4,92 %.

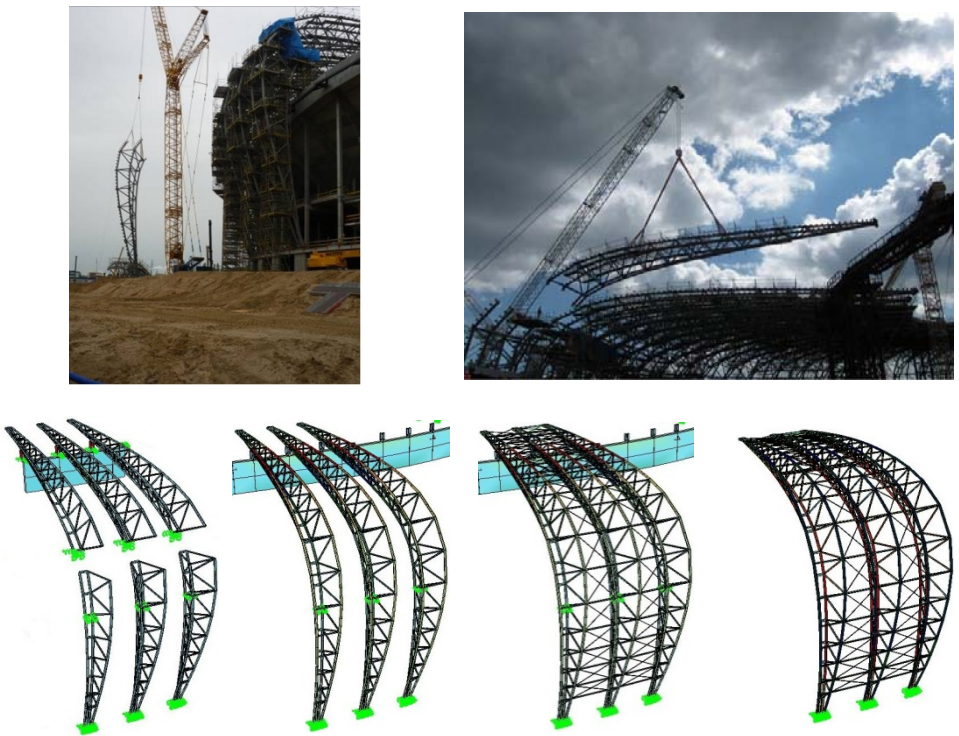


Fig. 8. Installation of facade and roof parts of girder – photos and phases in numerical environment

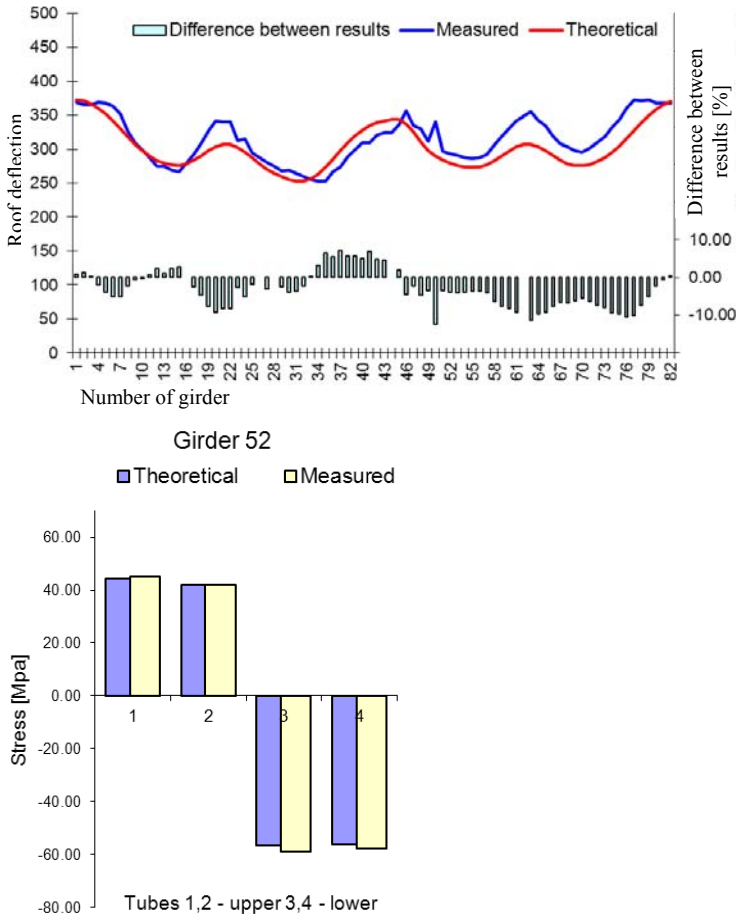


Fig. 9. Comparison of numerical and measured results

Selected problems of designing and erecting the roof. From the very beginning there was a discussion with the architect regarding several aesthetic aspects negative from the engineering point of view. The constructor convinced the architect to make the tube members straight between the nodes of the truss girders, but the whole geometry of the girder had to stay as in the architect's vision. This created big difficulties in detail design and fabrication of the steel sections. Despite all available quality procedures there were mistakes, which had to be solved:

1. shape distortion of the horizontal tube in the supporting node as a result of welding (detail shown on Fig. 14),
2. geometric deviations in gusset plates,

3. accuracy problems in the lengths of the tube members accrued while fitting the facade and the roof part of the girder,
4. problems with quality of filled concrete in the horizontal tube (supporting node).

The shape distortion of the horizontal tubes in the supporting nodes forced change in tolerance of the cast bearing parts. The already manufactured elements had to be ground. More significant were the geometric deviations in the position of the gusset plates in the few first girders (Fig. 10). They caused imperfections in the connection of the circumference tubes and bracings to the node, which exceeded the allowed values. The contractor in consultation with the designer and investor managed to repair the positioning of the plates basing on prof. Edmund Tasak's method [5]. The method involved: partial incision of the plates, thermal straightening and welding. An important element of the process was a nonlinear analysis of a detail with a plate deformed by straightening [6]. For this purpose several shell MES models, including various degree of geometric imperfection, were made. One of them is shown in figure 11.

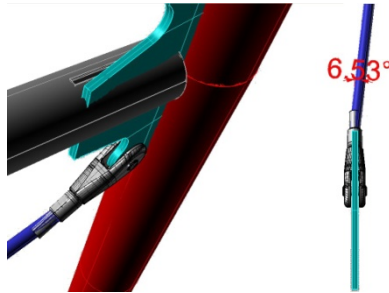


Fig. 10. Visualisation of an improper placing of plates

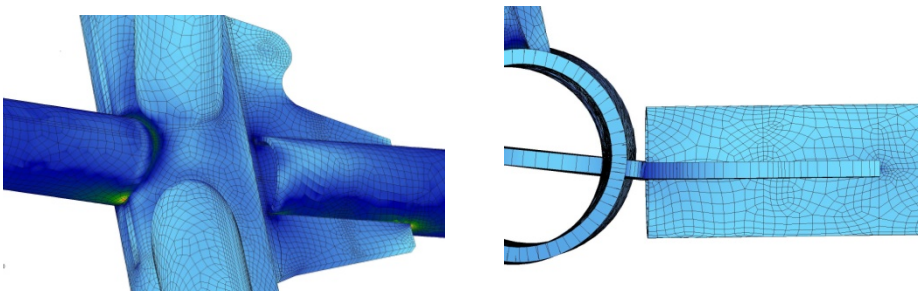


Fig. 11. Visualisation of the analysed node with a deformed plate

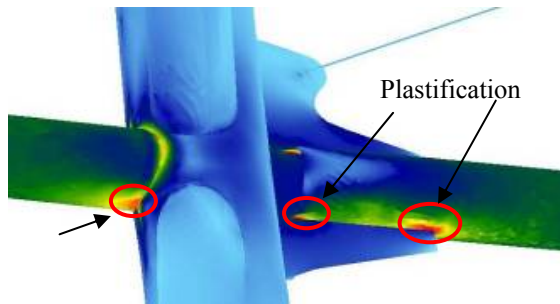


Fig. 12. Visualisation of the node with marked places where steel exceeds the yield strength

The numerical analysis revealed strength reserves of steel in the deformed node, which allowed to accept the procedure of repairing. After revealing the imperfection in the few first girders, it was eliminated in the next ones.

The next problem appeared while fitting the connecting roof part of the girder to the façade part. It was hard for the contractor to connect the two parts precisely in the four points keeping the whole girder in the correct position. In the few first girders, the gap between the two parts of one tube was too big (Fig. 13). Tightening was very easy by regulation of the free end of the girder but in this case it was absolutely forbidden, because of the additional internal stress in the range of 200 MPa. In that case the contractor had to cut off about 700 mm of the tube and insert a new fitted piece. After that the positioning procedures were upgraded and the problem was solved.



Fig. 13. The connection process of the girder roof part with the facade part

An expected problem occurred with the support node filled with concrete (Fig. 14). The support detail was designed as a hinge in the erection stages. The final shape was created by a steel designer to fulfil aesthetic aspects. The main element of the seating part designed as welded was finally manufactured as cast

steel (decision of the contractor). The horizontal tube was filled with concrete to increase its bearing capacity. The inspection of this concrete showed that its parameters do not correspond to the design assumptions (B-28 instead of B-50). The replacement of the concrete filling was difficult due to the already erected structure and timetable. Therefore, there was decided to analyze the carrying capacity of the support node with actual quality of concrete. For this purpose, a laboratory test was done on the model in scale 1:1 at Gdansk University of Technology. The support piece was filled with concrete ~B28 (Fig. 16). The laboratory test was designed on the base of numeric FEM model shown in figure 15.



Fig. 14. Support of the girder and the place where the samples were taken

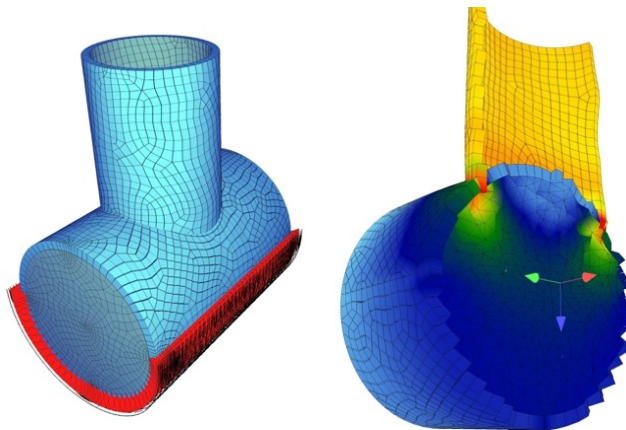


Fig. 15. FEA model of the support and stress concentration



Fig. 16. Laboratory tests of a real scale model

The maximum normal force in the vertical tube of the support node was estimated as 2500 kN. During the tests a load of ~5000 kN was reached (the limit of the hydraulic press) without a serious symptom of overloading. This could happen thanks to the change of the seating part of the bearing form, welded to the cast (contact area increased radically). On the base of the laboratory test the existing concrete filling was accepted.

Safety of the roof structure. The roof and the facade of approximately 45000 m² is open to environmental influences and as a big and unique structure it naturally generates several questions about safety. Our European experience of the last decades shows that the most serious (except for an earthquake) is snow load. PGE Arena is a huge surface open to snow load (approximately 27000 m²). Huge surface and very sensitive cladding (polycarbonate) create big problems in the case of snow removal from the roof, which is then distorted (in Poland it often happens with flat roofs, even they are built according to the actual snow code – 1.2 kN/m² for PGE Arena).

To avoid panic and to help to administrate the stadium in decision regarding snow load a monitoring system of the structure was designed and implemented [7]. The system consists of 256 strain gages (16 girders x 4 tubes x 4 gages), 16 displacement sensors, 16 accelerometers, 16 wind sensors and 4 cameras. The gages and the displacement sensor are placed on the girder, as shown in figure 17.

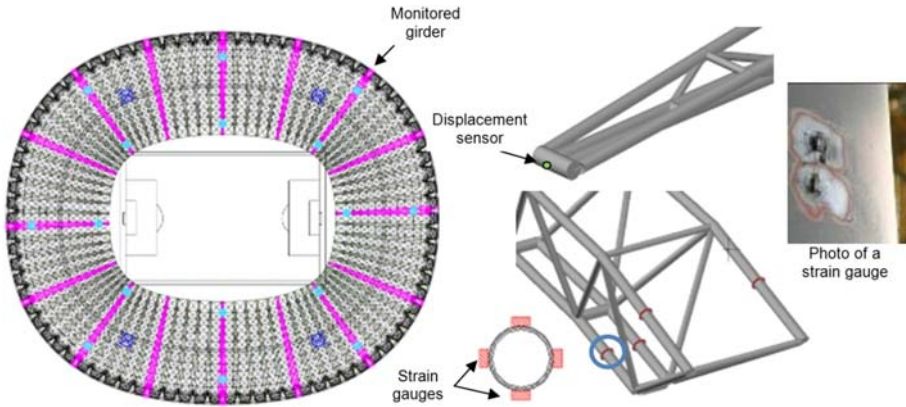


Fig. 17. Monitoring system – localization of sensors

Monitoring is used to diagnose the structure in real time and react to its failures. The installed sensors enable to assess stresses in the tubes and the interior ring deflection. Expert system powered by genetic processor can estimate snow load on the roof, on the base of finite monitored data. For the snow load prediction the roof is divided into 16 fields. Each field has monitored girder in the middle (Fig. 18). Single field consists of 11×5 subfields, where the snow is being considered. The whole genetic process is divided into small iteration steps, such an approach involves interaction between neighbouring girders. The effectiveness of the system was verified on several numerical tests (Fig. 19, 20). In the last step the numeric model of the structure is used to predict stress level in every structural member under developed snow load.

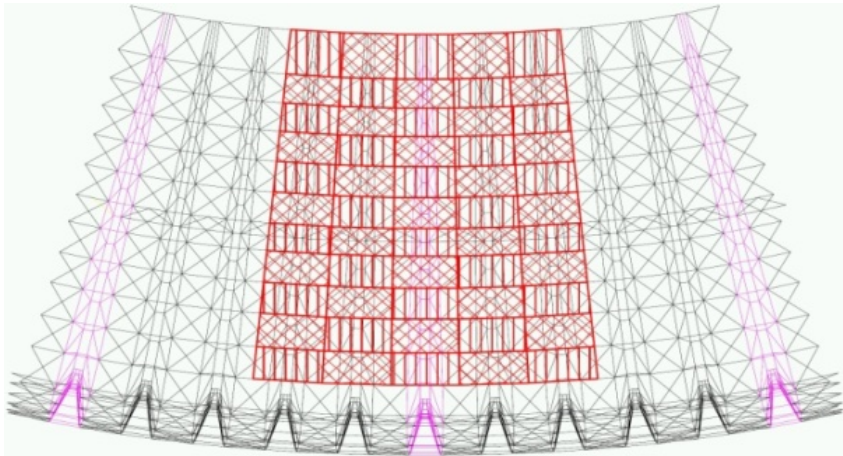


Fig. 18. Section example

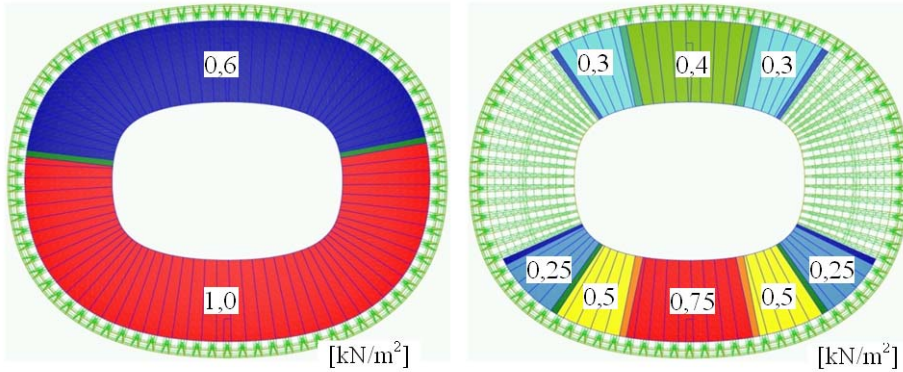


Fig. 19. Reference snow load in numerical model

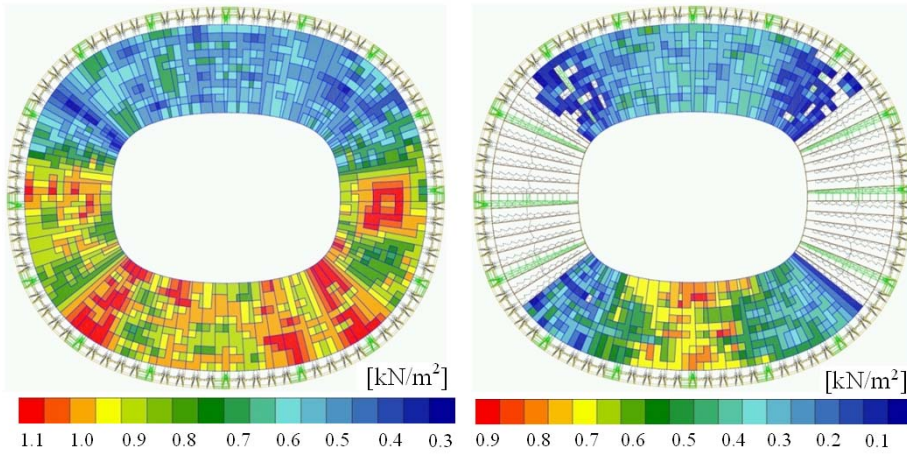


Fig. 20. Estimated snow by evolutionary algorithm for given reference load

Unfortunately, the last winter didn't allow to do a full test of the expert system. The biggest measured snow cover in northern Poland had maximum thickness of approximately 25 cm. Analysis of the monitoring data showed that the biggest deflection of a girder (67 mm) took place on 5÷6 February (Fig. 21), which is consistent with meteorological measurement of snowfall.

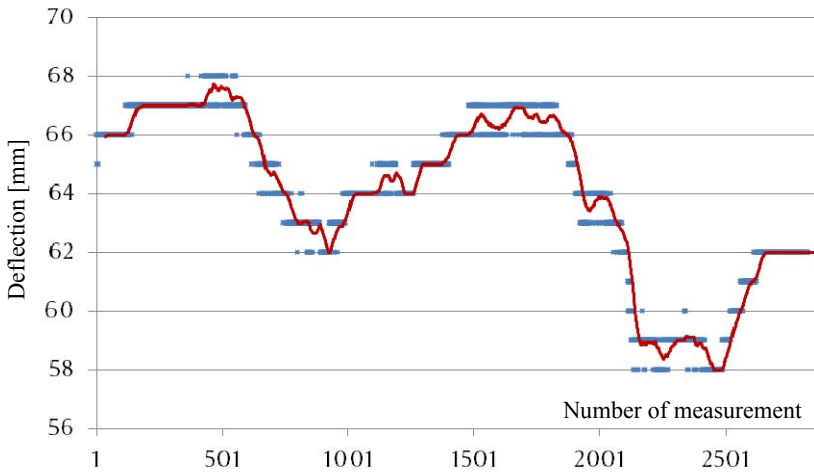


Fig. 21. Measured deflection of girder nr 47 on 5÷6 February 2012

The measured deflection was caused by temperature and snow load. After compensation of thermal effects, the remaining displacement was approximately 20 [mm]. The results of calculations made by the expert system are shown on figure 22. It means that a snow cover lying on the roof had locally a thickness of 10÷15 [cm]. This evaluation is approximate because of accuracy of implemented procedure.

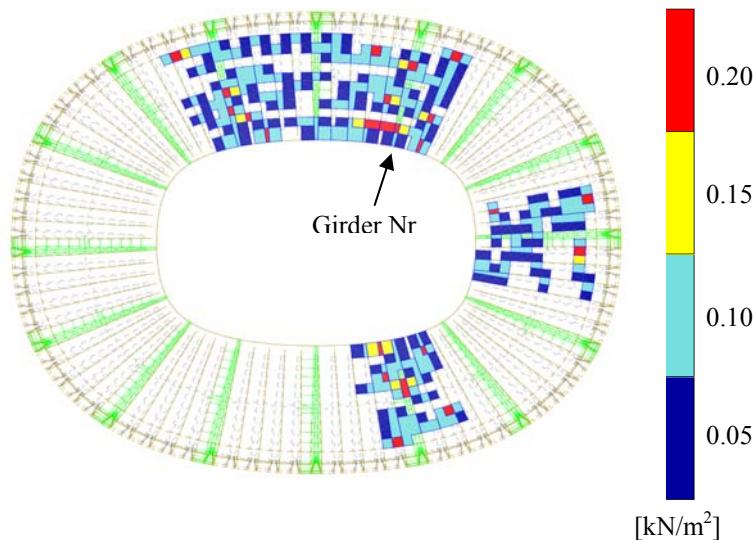


Fig. 22. Distribution of snow estimated by the system on 5÷6 February 2012

Conclusions

PGE Arena in Gdańsk is successfully opened to service thanks to continuous cooperation between the client, the contractor and the designer. Consideration of the constructing stages, imperfections and other unintentional failures was necessary for the estimation of real safety. Monitoring of the structure under environmental loads lifts safety and helps administration in the maintaining procedures.

References

- [1] RKW GmbH «Architectural design of Stadium in Gdansk-Letnica» Gdańsk 2008 (in Polish).
- [2] KBP Żółtowski «Design and executive plan of PGE Arena – steel structure» Gdańsk 2010 (in Polish).
- [3] K. Żółtowski, T. Romaszkiwicz: «Roof of PGE Arena – The stadium built for Euro 2012 in Gdansk», Bauingenieur 3/2012.
- [4] HÜGLE V. «Wind Loads – Report N^o. 592» GBF mbH, Aachen Germany 2008.
- [5] TASAK E. «Study of steel plate properties after straightening by different methods» AGH Kraków 2010. (in Polish).
- [6] KBP Żółtowski «Roof over PGE Arena in Gdansk. Carrying capacity analysis of selected structural details» Gdańsk 2010 (in Polish).
- [7] KBP Żółtowski «Design of monitoring system for roof structure over PGE Arena Gdansk» Gdańsk 2010 (in Polish).

Надійшла до редколегії 24.07.2012 р.

УДК 624.014

Ефективність застосування методу пошуку гармонії для розв'язування задач оптимізації металевих конструкцій

Пелешко І.Д., Гоголь М.В., Іванейко В.М.

Національний університет «Львівська політехніка», Україна

Анотація. У статті описано алгоритм оптимізації будівельних конструкцій методом пошуку гармонії. Розглянуто особливості реалізації цього методу в програмі OptCAD. Досліджено ефективність алгоритму на типових функціях для тестування алгоритмів оптимізації та на задачі оптимізації металевої стрижневої конструкції.

Аннотация. В статье описан алгоритм оптимизации строительных конструкций методом поиска гармонии. Рассмотрены особенности реализации этого метода в программном OptCAD. Исследована эффективность алгоритма на типичных функциях для тестирования алгоритмов оптимизации и на задаче оптимизации металлической стержневой конструкции.

Abstract. The paper describes harmony search algorithm for structural optimization for and displaying features of this method in the program OptCAD. The efficiency of the harmony search algorithm is numerically investigated using benchmarks functions and Steel Structures optimization problem.

Ключові слова: методи оптимізації, метод пошуку гармонії, оптимальне проектування, металеві конструкції.

Постановка проблеми. Металеві конструкції широко застосовуються для будівництва різних типів будинків та споруд. Оптимальне проектування дозволяє покращити їхні техніко-економічні показники. Для розширення сфери застосування методів оптимізації у практиці проектування металевих конструкцій необхідно розробляти й застосовувати нові ефективні методи розв'язування задач оптимізації з неперервними та дискретними змінними.

Аналіз останніх досліджень. Задача оптимізації металевих стрижневих конструкцій має певні особливості, до яких можна віднести потребу враховувати дискретність сортаментів металопрокату та вплив топології на показники ефективності оптимальних конструкцій [7, 8]. Ефективним методом для розв'язання задач оптимізації металевих стрижневих конструкцій із дискретними змінними проектування є генетичний алгоритм [4], розроблений у 1954 році. Цей алгоритм успішно використовується в програмі OptCAD для оптимізації металевих стрижневих конструкцій [4].

Із часу появи генетичного алгоритму розроблено нові методи оптимізації, серед них метод пошуку гармонії (Harmony Search), розроблений Зонг Ву Джімом (Zong Woo Geem) у 2001 році [2]. Цей алгоритм може ефективно розв'язувати задачі оптимізації з дискретними змінними. Його перевагами в порівнянні з генетичним алгоритмом є те, що новий розв'язок формується зі значень змінних, які представляють усі існуючі розв'язки в пам'яті методу. Також цей метод розглядає кожну змінну незалежно одна від одної та не використовує бінарних представлень для значень змінних проектування [2]. Приклади використання методу пошуку гармонії для розв'язання задач оптимізації окремих металевих конструкцій описано в [1], проте дані про реалізацію цього алгоритму в спеціалізованих програмах для оптимізації металевих стрижневих конструкцій відсутні.

Метою даної статті є описати алгоритм методу пошуку гармонії, що реалізований у програмі OptCAD, оцінити ефективність застосування цього методу для пошуку мінімуму тестових функцій та підтвердити можливість застосування для проектування металевих стрижневих конструкцій на прикладі задачі оптимізації ферми покриття фізкультурно-оздоровчого комплексу в м. Львові.

Виклад основного матеріалу. Постановка задачі оптимізації. Задачу оптимізації можна записати у вигляді:

$$f(\vec{X}) \Rightarrow \min, \quad (1)$$

при наступних обмеженнях:

$$\psi_i(\vec{X}) = 0 \quad (i = \overline{1, w}), \text{ та } \phi_j(\vec{X}) \leq 0 \quad j = \overline{w+1, p}, \quad (2)$$

де $f(\vec{X})$ – функція мети; $\vec{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^T$ – вектор змінних проектування; $\psi_i(\vec{X})$ – функції обмежень-рівностей; $\phi_j(\vec{X})$ – функції обмежень-нерівностей; n – загальна кількість змінних проектування; w – кількість обмежень-рівностей; p – загальна кількість обмежень.

Вектор розв'язку задачі оптимізації металевих конструкцій може містити дискретні та неперервні змінні проектування (ЗП). Неперервна ЗП може приймати будь-яке значення в заданих межах згідно з формулою

$$X_i^{\min} \leq X_i < X_i^{\max}, \quad i = \overline{1, t}, \quad (3)$$

де X_i – значення i -ї ЗП; X_i^{\min} , X_i^{\max} – нижня та верхня межа значення неперервної ЗП; t – кількість неперервних ЗП.

Дискретна змінна може приймати будь-яке значення зі скінченної, наперед заданої множини її допустимих значень:

$$X_i \in \{A_i^1, A_i^2, \dots, A_i^k, \dots, A_i^m\}, \quad i = \overline{1, n-t}, \quad k = \overline{1, m_i}, \quad (4)$$

де X_i – значення i -ї ЗП; A_i^k – значення дискретної ЗП, яке відповідає індексу k у множині значень; m_i – загальна кількість допустимих значень для i -ї ЗП.

Алгоритм методу пошуку гармонії. Метод пошуку гармонії імітує імпровізацію джазових музикантів, які намагаються підібрати потрібні ноти для покращення звучання музики, тобто шукають кращу гармонію. У цьому методі музиканти відіграють роль змінних проектування в задачі оптимізації. Кожен музикант грає одну ноту, що відповідає певному значенню змінної проектування. Сукупність нот, які зіграли всі музиканти, називають гармонією або вектором розв'язку (рис. 1,а).

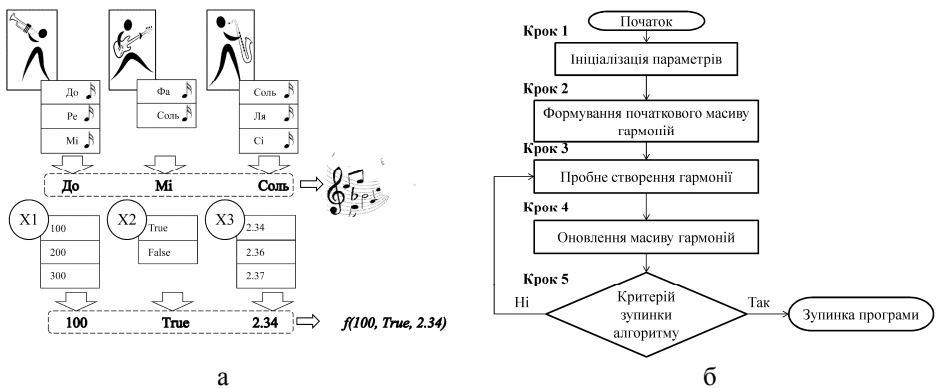


Рис. 1. Метод пошуку гармонії:
а – аналогія з імпровізацією музикантів; б – загальна блок-схема

Гармонії зберігають у пам'яті – масиві гармоній (Harmony memory), який має скінченний розмір. Музиканти, раз за разом, пробують перевершити існуючі гармонії, для цього вони формують нові гармонії. Якщо нова гармонія є краща за найгіршу існуючу, то її записують у пам'ять, а найгіршу – видаляють. Таким чином, у пам'яті залишаються лише кращі гармонії.

Загалом алгоритм методу пошуку гармонії можна поділити на 5 кроків (рис. 1,б) [2].

Крок 1. Ініціалізація початкових параметрів. На цьому кроці потрібно ввести параметри, що необхідні для початку роботи алгоритму.

Параметри, які відповідають за створення нової гармонії:

- Імовірність вибору значення змінних проектування з масиву гармоній (HMCR – Harmony Memory Consideration Rate). Значення цього параметра може бути в межах від 0 до 1, зазвичай його приймають у межах від 0,7 до 0,99.
- Імовірність коригування значення змінної проектування (PAR – Pitch Adjusting Rate). Значення цього параметра може бути в межах від 0 до 1, зазвичай його приймають у межах від 0,1 до 0,5.

Параметр, який визначає об'єм пам'яті алгоритму:

- Розмір масиву гармоній (HMS – Harmony Memory Size). Це ціле число, яке може бути в межах від 1 до 100.
- Критерії зупинки алгоритму:

 - Максимальна кількість імпровізацій (NOI – Number Of Improvisation). Цей параметр є одним із критеріїв зупинки алгоритму.
 - Максимальна кількість неуспішних ітерацій (NNSI). Успішною вважають таку ітерацію, при якій нова гармонія має краще значення функції пристосованості $\varphi(x)$, ніж найгірша в масиві гармоній.

Значення функції пристосованості залежить від функції мети та характеристик порушених обмежень. Його можна визначати, наприклад, як добуток значення функції мети та коефіцієнта C згідно з формулою

$$\varphi(x) = f(x) \cdot C, \quad C = k \cdot c_1, \quad c_1 > 1, \quad (5)$$

де k – кількість порушених обмежень; c_1 – наперед заданий коефіцієнт.

Також на цьому кроці, згідно з формулами (3) та (4), треба задати множини допустимих значень X^{SL} (Selection List) для дискретних змінних проектування та границі допустимих значень для неперервних.

Крок 2. Формування початкового масиву гармоній. Масив гармоній (Harmony Memory, *HM*) представляє пам'ять методу та складається з векторів розв'язку задачі оптимізації, а його розмір задають параметром *HMS*.

$$HM = \begin{array}{l} \left[\begin{array}{cccc} X_1^1 & X_2^1 & \dots & X_n^1 \end{array} \right] \rightarrow \varphi(\bar{X}^1)^{best} \\ \left[\begin{array}{cccc} X_1^2 & X_2^2 & \dots & X_n^2 \end{array} \right] \rightarrow \varphi(\bar{X}^2) \\ \dots \\ \left[\begin{array}{cccc} X_1^{HMS} & X_2^{HMS} & \dots & X_n^{HMS} \end{array} \right] \rightarrow \varphi(\bar{X}^{HMS})^{worst} \end{array}, \quad (6)$$

$\begin{array}{cccc} \uparrow & \uparrow & & \uparrow \\ X_1^{SL} & X_2^{SL} & \dots & X_n^{SL} \end{array}$

де $\varphi(\bar{X})$ – значення функції пристосованості [4]; $\varphi(\bar{X})^{best}$, $\varphi(\bar{X})^{worst}$ – найкраще та найгірше значення функції пристосованості відповідно.

Значення змінних для кожної гармонії на цьому кроці генерують випадковим чином (рис. 2). Гармонії в масиві сортують за значенням функції пристосованості $\varphi(x)^{r-1} < \varphi(x)^r < \varphi(x)^{r+1}$. Однакові за значенням функції пристосованості в масиві гармоній не допускаються.

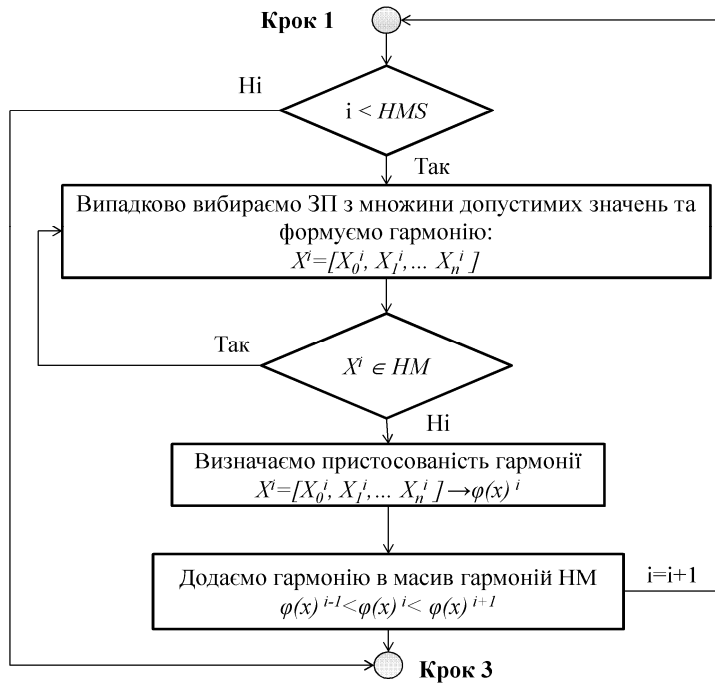


Рис. 2. Блок-схема алгоритму формування масиву гармоній

Крок 3. Пробне створення гармонії. Для нової гармонії $X^{nh} = [X_1^{nh}, X_2^{nh}, \dots, X_n^{nh}]^T$ послідовно генерують значення всіх змінних проектування у послідовності, показаній на рис. 3.

Спершу генерують випадкове значення rn , яке рівномірно розподілене в інтервалі від 0 до 1. Якщо $rn \geq HMCR$, то значення змінної вибирають випадково. В іншому разі, якщо $rn < HMCR$, то значення i -ї змінної вибирають з масиву гармоній HM . Для кожного значення змінної, що вибрано таким чином, генерують нове випадкове значення $rn1$, яке також рівномірно розподілене в інтервалі від 0 до 1. Якщо $rn1 < PAR$, то значення, обране з масиву гармоній, що має індекс k , змінюють на сусіднє із множини допустимих значень. Сусіднє значення визначають згідно з

формулою (7) для дискретних змінних та формулою (8) для неперервних. Знак «+» або «-» у формулах (7) та (8) вибирають випадковим чином з імовірністю 0,5.

$$X_i^{nh} = A_i^{k \pm NI}; \quad (7)$$

$$X_i^{nh} = X_i^{nh} \pm rn \cdot s_i, \quad (8)$$

де A_i^k – k -е значення в множині допустимих значень i -ї дискретної змінної проектування; NI – приріст індексу, який зазвичай дорівнює 1; s_i – значення інтервалу між значеннями для неперервної змінної проектування, які визначають за формулою (9).

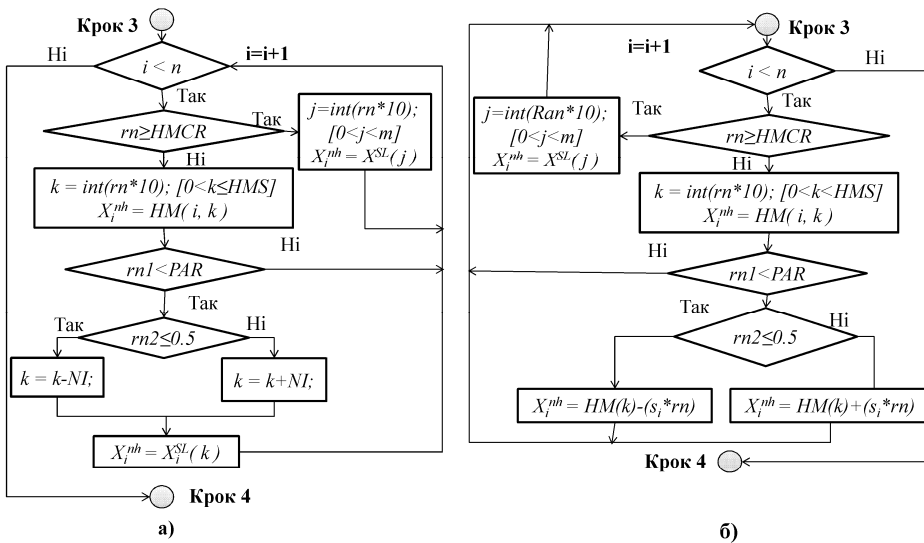


Рис. 3. Блок-схема алгоритму генерації змінних проектування:
а – дискретних; б – неперервних

Крок 4. Оновлення масиву гармоній. Якщо значення функції пристосованості $\varphi(x)^{nh}$ для пробної гармонії \bar{X}^{nh} , що створена на кроці 3, менше за значення функції пристосованості для найгіршої в масиві гармоній HM , тобто $\varphi(x)^{nh} < \varphi(x)^{worst}$, то найгіршу гармонію видаляють, а нову записують у масив HM . Позиція пробної гармонії в масиві гармоній залежить від значення її функції пристосованості. Якщо значення функції пристосованості для пробної гармонії більше ніж значення функції пристосованості гармоній у масиві, то масив гармоній залишають без змін, а пробну гармонію видаляють.

Крок 5. Перевірка критерію зупинки алгоритму. Кроки 3 та 4 повторюються до виконання одного із критеріїв зупинки алгоритму.

Особливість реалізації методу пошуку гармонії в програмі OptCAD. При реалізації методу пошуку гармонії в програмі OptCAD для неперервних і дискретних змінних проектування потрібно записати скінченні множини допустимих дискретних значень.

Для неперервної ЗП цю множину формуємо в такому порядку. Спочатку розділимо проміжок її значень на скінченну кількість інтервалів m_i . Інтервал між сусідніми значеннями i -ї неперервної змінної в такій множині дорівнює:

$$s_i = \frac{X_i^{\max} - X_i^{\min}}{m_i}. \quad (9)$$

Згідно з формулою (8) при формуванні нової гармонії значення неперервної змінної проектування X_i^{nh} може не збігатися з s_i . Тому при появі таких значень їх записують у кінець множини X_i^{SL} . Отже, множини допустимих значень для неперервних змінних можуть змінюватися під час виконання алгоритму. На першій ітерації така множина має вигляд:

$$X_{i,1}^{SL} = \{X_i \in R : X_i = X_i^{\min} + k \cdot s_i\}, \quad k = \overline{1, m_i} \quad (10)$$

де X_i – значення змінної проектування; k – індекс значення змінної проектування.

Для всіх наступних ітерацій (при $j \neq 1$) множину X_i^{SL} змінюємо згідно з формулами:

$$X_{i,j+1}^{SL} = X_{i,j}^{SL} \cup B_i; \quad (11)$$

$$B_i = \begin{cases} \emptyset, & \text{якщо } X_i^{nh} \in X_i^{SL} \\ \{X_i^{nh}\}, & \text{якщо } X_i^{nh} \notin X_i^{SL} \end{cases}, \quad (12)$$

де $X_{i,j}^{SL}$ – множина допустимих значень для неперервної ЗП на кроці j .

Для дискретної ЗП, згідно з формулою (4), множина X_i^{SL} має вигляд:

$$X_i^{SL} = \{A_i^1, A_i^2, \dots, A_i^k, \dots, A_i^m\}, \quad k = \overline{1, m}, \quad (13)$$

де A_i^k – значення дискретної ЗП, що відповідає індексу k у множині допустимих значень; m – загальна кількість значень для i -ї ЗП.

Тестування методу пошуку гармонії. Для тестування реалізації в програмі OptCAD методу пошуку гармонії проведено числові експерименти з визначення мінімуму функцій, які є типовими для перевірки методів оптимізації [3]. Перевірено можливість застосування методу пошуку гармонії для оптимізації стрижневої металевої конструкції.

Мінімізація тестових функцій. При тестуванні алгоритму використано унімодальні та мультимодальні функції з різною кількістю змінних [3]. Для кожної функції потрібно було розв'язати задачу пошуку мінімуму функції, враховуючи обмеження значень змінних проектування. Перелік функцій, їхні обмеження та точки глобального мінімуму наведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Функції для тестування методу пошуку гармонії

№	Назва функції [3]	Інтервал	Функція	Глоб. мінімум	Точка мінімуму
1	De Jong 1	$X_i \in [-5.12; 5.12]$	$f(X) = \sum_{i=1}^n x_i^2$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
2	APHE	$X_i \in [-5.12; 5.12]$	$f(X) = \sum_{i=1}^n (i \cdot x_i^2)$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
3	RHE	$X_i \in [-65.536; 65.536]$	$f(X) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^i x_i^2$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
4	Rosenbrock	$X \in [-2.048; 2.048]$	$f(X) = \sum_{i=1}^{n-1} [100(x_{i+1} - x_i^2)^2 + (1 - x_i)^2]$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
5	Rastrigin	$X_i \in [-5.12; 5.12]$	$f(X) = 10n + \sum_{i=1}^n [x_i^2 - 10 \cos(2\pi x_i)]$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
6	Griewangk	$X_i \in [-600; 600]$	$f(X) = \frac{1}{4000} \sum_{i=1}^n x_i^2 - \prod_{i=1}^n \cos(\frac{x_i}{\sqrt{i}}) + 1$	0	$X_i=0,$ $i=1..n$
7	Goldstein-Price	$X_i \in [-2; 2]$	$f(X) = [1 + (x_1 + x_2 + 1)^2 \cdot (19 - 14x_1 + 3x_1^2 - 14x_2 + 6x_1x_2 + 3x_2^2)] \cdot [30 + (2x_1 - 3x_2)^2 \cdot (18 - 32x_1 + 12x_1^2 + 48x_2 - 36x_1x_2 + 27x_2^2)]$	3	$X_1=0,$ $X_2=-1$
8	Six-hump camel back	$x_1 \in [-3; 3]$ $x_2 \in [-2; 2]$	$f(X) = (4 - 2.1x_1^2 + \frac{x_1^4}{3})x_1^2 + x_1x_2 + (-4 + 4x_2^2)x_2^2$	-1.032	$X_1=-0,0898$ $X_2=0,7126$
9	Drop wave	$X_i \in [-5.12; 5.12]$	$f(X) = -\frac{1 + \cos(12\sqrt{x_1^2 + x_2^2})}{0.5(x_1^2 + x_2^2) + 2}$	-1	$X_i=0,$ $i=1..n$

Примітка. n – кількість змінних проектування; x_i – значення i -ї змінної проектування.

Задачі з багатовимірним функціями розв’язували при $n = 2$ та $n = 10$. У всіх задачах було прийнято однакові параметри методу пошуку гармонії: $HMS = 30$; $HMCR = 0,95$; $PAR = 0,7$; $NI = 50000$; $NNSI = 2000$.

Результати пошуку мінімуму тестових функцій зведені в таблиці 2, у якій для кожної функції вказано знайдені точки мінімуму та середню кількість ітерацій, що знадобилися для пошуку найкращого значення.

Таблиця 2

Результати для тестування методу пошуку гармонії

№ функції	Кількість змінних проектування			
	$n = 2$		$n = 10$	
	Знайдена точка мінімуму	Середня кількість ітерацій	Знайдена точка мінімуму	Середня кількість ітерацій
1	$X_1 = 0, X_2 = 0$	1940	$X_i = 0, i=1..n$	9240
2	$X_1 = 0, X_2 = 0$	2100	$X_i = 0, i=1..n$	12260
3	$X_1 = 0, X_2 = 0$	6400	$X_i = 0, i=1..n$	9080
4	$X_1 = 0, X_2 = 0$	24800	$X_i = 0, i=1..n$	49676
5	$X_1 = 0, X_2 = 0$	1680	$X_i = 0, i=1..n$	7240
6	$X_1 = 0, X_2 = 0$	3420	$X_i = 0, i=1..n$	16140
7	$X_1 = 0, X_2 = 0$	1900	–	–
8	$X_1 = -0,0898$ $X_2 = 0,7126$	1280	–	–
9	$X_1 = 0, X_2 = 0$	2280	–	–

Оскільки метод пошуку гармонії є стохастичним, то для оцінки середньої кількості ітерацій, що були потрібні для знаходження розв’язку, кожну задачу оптимізації було розв’язано 50 разів. Усі результати експериментів були успішними, тобто знайдені значення функції мети дорівнювали теоретичному значенню мінімуму функції або були близькими до нього (з похибкою не більше ніж 0.0001).

Розв’язання задачі оптимізації стрижневої металевої конструкції. Для тестування методу пошуку гармонії розв’язали задачу пошуку мінімуму маси ферми покриття фізкультурно-оздоровчого комплексу (ФОК) у м. Львові (рис. 4). Результати порівняли з результатами оптимізації цієї ферми градієнтним методом, а також із показниками ферми в існуючому проекті.

В існуючому проекті ферма є несиметричною відносно середини прогону: $L_1 = 12,4$ м, $L_2 = 11,2$ м. Кінці ферми шарнірно закріплено на опорах, а із площини ферму розкріплено в’язями. Висота ферми на опорах становить 0,55 м та 0,75 м, а посередині прогону – 2,33 м. Розміри панелей наведені в таблиці 3. На вузли верхнього поясу ферми діють зосереджені сили P_j від власної маси ферми, покриття, обладнання та снігу.

Для зручності транспортування та монтажу ферми складаються із чотирьох відправних елементів Ф-1..Ф-4. У кожному відправному елементі ферми використано три типи жорсткості з парних рівнополичних кутиків, окремо для розкосів та стояків (Ro_n), верхнього (Vp_n) та нижнього (Np_n) поясів. Матеріал кутиків – сталь С235 ($R_{yn} = 235$ МПа, $E_s = 206010$ МПа, $\gamma = 78,5$ кН/м³). Площу поперечних перерізів стрижнів було прийнято найменшою, допустимою згідно з розрахунком.

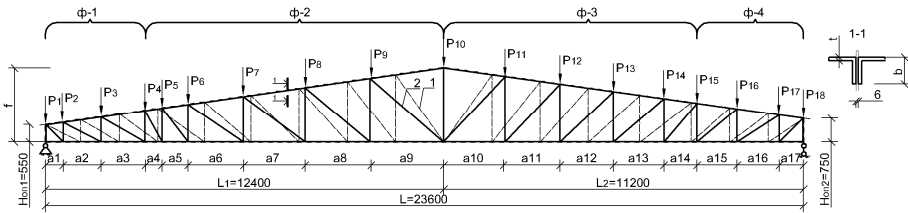


Рис. 4. Схема ферми ФОК у м. Львові:

1 – початковий варіант ферми; 2 – ферма після оптимізації методом пошуку гармонії

Метод пошуку гармонії. Щоб перевірити можливість застосування методу пошуку гармонії для оптимізації стрижневих металевих конструкцій розв'язано задачу оптимізації ферми (назвемо її задачею 1). У цій задачі необхідно знайти найменшу масу ферми, враховуючи обмеження на міцність, стійкість та гнучкість згідно з [5]. Змінними для оптимізації прийнято розміри панелей ($a_2..a_9, a_{11}..a_{17}$), висоту ферми (f) та перерізи кутиків. Верхню та нижню межу значень змінних a_j та f прийнято з урахуванням конструктивних вимог згідно з формулами:

$$0,5 \text{ м} \leq a_j \leq 3,0 \text{ м}; \quad (14)$$

$$1,0 \text{ м} \leq f \leq 3,0 \text{ м}. \quad (15)$$

Розміри кутиків для кожного типу жорсткості були представлені дискретними змінними проектування. Множина допустимих значень для такої змінної складалася з номерів рядків у таблиці сортаменту кутиків. Номери рядків відповідали кутикам від L 50×3 до L 100×10. Вузлові навантаження визначали за формулами:

$$P_1 = 0,5qa_1, P_{18} = 0,5qa_{17}, P_j = 0,5q(a_{(j-1)} + a_j), j = 2, 17, \quad (16)$$

де q – рівномірно розподілене навантаження на покриття ($q = 5,5$ кН/м);
 a_j – розмір панелі.

Задачу 1 розв'язали методом пошуку гармонії з параметрами: $HMS = 80$; $HMCR = 0,95$; $PAR = 0,3$; $NI = 300000$; $NNSI = 20000$. Результати розв'язку задачі 1 див. в таблиці 3. У порівнянні з існуючим проектом маса ферми зменшилася на 7,75 %.

Результат розв'язку задачі 1 методом пошуку гармонії (HS) порівняли з результатом оптимізації ферми, отриманим із використанням градієнтного методу (GM), який також реалізовано у програмі OptCAD [4].

Градієнтний метод застосовують для розв'язування задач оптимізації з неперервними змінними проектування. Метод успішно використовується для оптимального проектування стрижневих металевих конструкцій [4]. Дискретність сортаменту при цьому враховують у такій послідовності: спершу формулюють та розв'язують задачу оптимізації з неперервними змінними проектування [6], а потім виконують дискретизацію змінних, наприклад, згідно з [9].

Таблиця 3

Результати оптимізації

Позначення	Дискретні змінні проектування			Позначення	Неперервні змінні проектування		
	Початкове $L \ b_n \times t_n$	Значення Номер задачі (метод оптимізації)			Початкове	Значення Номер задачі (метод оптимізації)	
		1 (HS)	2, 3 (GM)			1 (HS)	2, 3 (GM)
VP1	L 63×5	L 63×4	L 56×4	a2	1,20	1,23	1,39
VP2	L 63×5	L 70×5	L 70×5	a3	1,20	1,36	0,94
VP3	L 63×5	L 63×5	L 70×5	a4	1,45	0,50	0,50
VP4	L 63×5	L 56×4	L 56×4	a5	1,45	0,85	0,92
NP1	L 50×5	L 50×3	L 50×3	a6	1,50	1,72	1,87
NP2	L 50×5	L 56×4	L 56×4	a7	1,50	1,90	1,91
NP3	L 50×5	L 50×4	L 50×4	a8	1,50	2,04	2,04
NP4	L 50×5	L 50×3	L 50×3	a9	1,50	2,28	2,28
Ro1	L 50×3	L 50×3	L 50×3	a11	1,50	1,74	2,13
Ro2	L 50×3	L 50×3	L 50×3	a12	1,50	1,68	1,98
Ro3	L 50×3	L 50×3	L 50×3	a13	1,60	1,55	0,93
Ro4	L 50×3	L 50×3	L 50×3	a14	1,60	1,10	0,50
				a15	1,20	1,28	1,24
				a16	1,20	1,24	1,48
				f	2,33	2,34	2,34
Номер задачі (метод оптимізації)				Значення функції мети $f(x)$ (маса), т		%	
Початковий (існуючий) проект:				0,67788		100	
Задача 1 (HS):				0,62474		92.25	
Задача 2, 3 (GM):				0,62958		92.96	

Сформулюємо задачу оптимізації ферми з неперервними змінними проектування для розв'язання градієнтним методом (назвемо її задачею 2). Неперервними змінними в задачі 2 є ті ж параметри a_j та f , що й у задачі 1, а також параметри $b_1..b_4$ та $t_1..t_4$ – ширина й товщина кутиків для кожного типу жорсткості. Верхня та нижня межа значень змінних b_n та t_n відповідають граничним розмірам кутиків у задачі 1:

$$50 \text{ мм} \leq b_n \leq 100 \text{ мм}; \quad (17)$$

$$3 \text{ мм} \leq t_n \leq 1 \text{ мм}. \quad (18)$$

У задачі 2 перевіряли ті ж нормативні обмеження, що й у задачі 1.

Значення змінних проектування b_n та t_n , що отримані в результаті розв'язку задачі 2, приблизно збігаються з розмірами профілів у сортаменті, і ці значення можна використати для підбору кутиків із сортаменту.

Після розв'язання задачі 2 виконали дискретизацію поперечних перерізів – за отриманими значеннями змінних b_n та t_n вибрали найменші, допустимі за нормативними обмеженнями, профілі з сортаменту і використали їх у фермі.

Щоб зменшити масу ферми за рахунок використання резервів міцності, які могли з'явитися після дискретизації розв'язку задачі 2, додатково сформулювали задачу оптимізації 3, що відрізняється від задачі 2 тим, що в задачі 3 змінні проектування b_n та t_n відсутні, а розміри поперечних перерізів стрижнів є фіксованими. Результат послідовного розв'язку задач 2 та 3 наведений у таблиці 3. Маса ферми зменшилася на 7,04 % у порівнянні з масою в існуючому проекті, при чому вона є на 0,71 % більшою за масу, отриману методом пошуку гармонії. Як бачимо, результати оптимізації різними методами збігаються, що може свідчити про достовірність результату, отриманого методом пошуку гармонії.

Висновки

Метод пошуку гармонії реалізовано в програмі OptCAD, що призначена для розв'язування задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій, за ним успішно розв'язані задачі мінімізації тестових унімодальних та мультимодальних функцій. Цим методом виконано оптимізацію ферми покриття ФОК у м. Львові. Результати оптимізації ферми, що отримані методом пошуку гармонії та градієнтним методом, близькі за значенням функції мети (масою), що свідчить про можливість застосування методу пошуку гармонії для розв'язання задач оптимізації металевих конструкцій із дискретними та неперервними змінними проектування.

У подальшому необхідно дослідити ефективність методу пошуку гармонії при розв'язанні задач оптимізації топології металевих стрижневих конструкцій.

Література

- [1] Geem Z.W. Harmony Search Algorithms for Structural Design Optimization / Z.W. Geem – Berlin: Springer, 2009. – 228 p.
- [2] Geem Z.W. A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search / Z.W. Geem, J.H. Kim, G.V. Loganathan // Simulation – 2001. – № 76. – P. 60–68.
- [3] Molga M. Test functions for optimization needs [Електронний ресурс] / M. Molga, C. Smutnicki // Zakład Systemów Dyskretnych. – 2005. – Режим доступу : <http://www.lp.edu.ua/Institute/IGS/IPP/WebRC/issues/Issue%204/Snyadanko.pdf>.
- [4] Peleshko I.D. Computer-aided design and optimization of steel structural systems / I.D. Peleshko, V.V. Yurchenko, N.A. Beliaev // Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inzynieria Srodowiska – 2009. – № 52 [264] – P. 145–154.
- [5] ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: чинний з 01-12-2011. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
- [6] Пелешко І.Д. Програмне забезпечення для апроксимації дискретних даних / І.Д. Пелешко, В.В. Юрченко // Вісник Львівського державного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2000. – № 1. – С. 181–187.
- [7] Трофимович В.В. Оптимальное проектирование металлических конструкций / В.В. Трофимович, В. А. Пермяков – К.: Будівельник, 1981. – 136 с.
- [8] Шевченко Е.В. Совершенствование металлических конструкций опор воздушных линий электропередачи / Е.В. Шевченко – Макеевка: ДГАСА, 1998. – 123 с.
- [9] Шимановский В.Н. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий. / В.Н. Шимановский, В.Н. Гордеев, М.Л. Гринберг. – Киев: Будівельник, 1987. – 224 с.

Надійшла до редколегії 30.07.2012 р.

УДК 624.014

Некоторые особенности проектирования, адаптации и технического сопровождения при возведении металлических конструкций покрытия над трибунами стадиона «Арена-Львов»

Холькин В.В.

ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского», Украина

Аннотация. Изложены основные концептуальные решения стадиона «Арена-Львов». Приведено описание основных конструктивных решений несущих металлоконструкций покрытия над трибунами стадиона, рассмотрены особенности адаптации рабочей документации и расчетов при его проектировании, а также при монтаже металлоконструкций укрупнительными блоками.

Анотація. Викладені основні концептуальні рішення стадіону «Арена-Львів». Наведено опис основних конструктивних рішень несучих металокопструкцій покриття над трибунами стадіону, розглянуто особливості адаптації робочої документації і розрахунків при проектуванні, а також при монтажі металокопструкцій укрупненими блоками.

Abstract. Here committed the basic conceptual technical solutions of the Stadium «Арена-Львов». It describes main solutions of the load-bearing steel structure design of the roof covering above grandstands, adaptation singularities of working documentation and calculations in its design and features of assembling metalware with the use of enlarged units.

Ключевые слова: стадион, покрытие над трибунами стадиона, структурные конструкции, изготовление, монтаж, расчет, аэродинамические исследования.

Концептуальные решения. Сданный в эксплуатацию в октябре 2011 года стадион «Арена-Львов» – один из четырех стадионов Украины, на которых проводились матчи финального турнира чемпионата Европы 2012 по футболу. Этот стадион отвечает всем необходимым критериям и требованиям УЕФА и ФИФА к стадионам для проведения международных турниров и чемпионатов по футболу высшего ранга (рис. 1). Одним из главных требований к стадионам, где проводятся такие турниры, является так называемое «правило трёх S». Согласно этому правилу во время проведения футбольных матчей на стадионе необходимо на высоком уровне обеспечить – сервис (servsce) + надёжность (stcursty) + безопасность (sfety). Европейская футбольная ассоциация назвала стадион «Арена-Львов» самым комфортабельным среди тех, на полях которых были проведены матчи ЕВРО-2012. Обеспечить три «S» проектировщикам успешно удалось, разместив между первым и вторым ярусами трибун внешнюю променад, которая является прогулочной зоной, служит для

расположения торговых фастфудов и магазинов, а также позволяет эвакуировать всех зрителей из чаши стадиона всего за восемь минут.

С любого комфортного места для зрителя, а их насчитывается 34915, обеспечен удобный обзор всех зон футбольного поля благодаря тому, что этот стадион проектировался как чисто футбольный. Площадь его застройки составляет около 46000 м². Размеры травяного газона футбольного поля: длина – 108 м, ширина – 68 м. Общая площадь территории с размещённой на ней инфраструктурой составляет около 248000 м². Покрытие накрывает все места для зрителей. Для нормального роста травы на естественном газоне футбольного поля часть кровли выполнена светопропускаемой, а само покрытие имеет понижение в направлении юго-западных трибун для продления времени его естественного освещения. Полив газона осуществляется только дождевой водой.



а



б

Рис. 1. Общие виды стадиона «Арена-Львов»:
а – по проекту компании «Alpine Bau GmbH» (вид с севера);
б – по утвержденному проекту (вид с северо-запада)

«Арена-Львов» один из самых экологически благоприятных стадионов мира. Он расположен в зоне города, где нет промышленных предприятий. Сооружение стадиона включает четыре этажа, первый из которых предназначен для размещения паркинга, а на других размещены двухъярусные трибуны, ложи и другие удобства для VIP-посетителей (в том числе скай-боксы на 150 мест), пресс-центр и пр.

Проектом предусмотрено значительное развитие пристадионной инфраструктуры путем создания автостоянок общей площадью 6000 м² для футбольных команд, официальных лиц, VIP-посетителей, представителей СМИ, болельщиков (в т.ч. с ограниченными физическими возможностями), путей независимого и безопасного прохода и эвакуации зрителей.

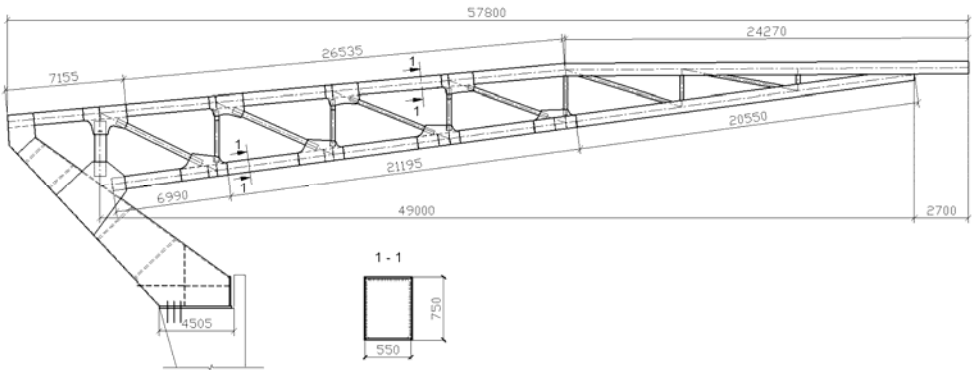
Заказчиком работ по строительству стадиона выступила Львовская городская администрация в лице Государственного предприятия «Дирекция по строительству объектов к ЕВРО-2012». На разных этапах его строитель-

ства в качестве генподрядчика выступали австрийская компания «Alpine Bau GmbH», ООО «Азовинтекс» и ООО «Альткомкиевстрой», генпроектировщика – австрийская компания «Albert Wimmer ZT GmbH», ООО «Гипроomez», ООО «Арника» и ООО «Укрдизайнгруп». Проектирование металлических конструкций покрытия стадиона на разных этапах строительства выполняли – австрийская компания «Albert Wimmer ZT GmbH», ООО «Гипроomez», ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского» и немецкая компания «MERO-TSK International GmbH».

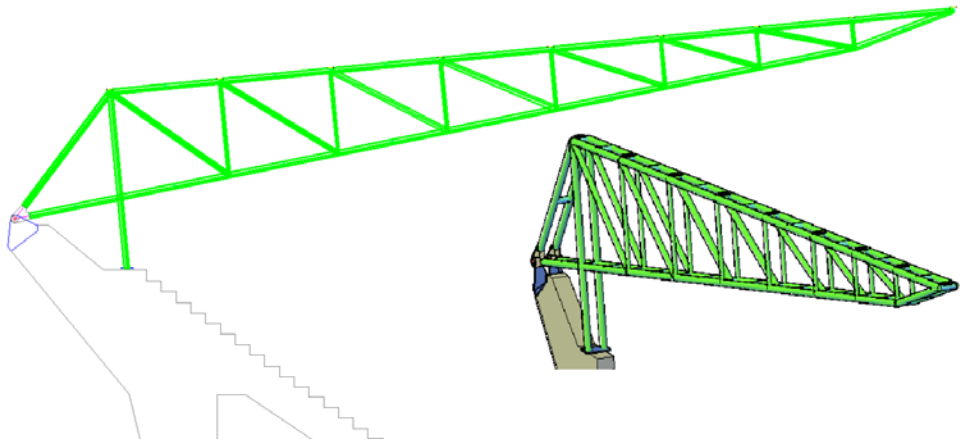
После окончательной корректировки архитектурно-строительной части проекта в апреле 2010 года ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского» приняло окончательную форму покрытия, разработало новое конструктивное решение консольных пространственных ферм с узлами их крепления (рис. 2,б) и выдало нагрузки с необходимыми сечениями анкеров для проектирования железобетонных пилонов. При этом было предусмотрено, что анкеры этих устройств диаметром от 48 до 72 мм и длиной до 6 м выполняются из стали С345 и предварительно напрягаются усилиями величиной 80 % их несущей способности после бетонирования оголовков пилонов. В соответствии с [1] был принят коэффициент надежности по ответственности для несущих конструкций покрытия $\gamma_n = 1,25$. Значения климатических воздействий установлены исходя из срока эксплуатации стадиона $T_{ef} = 50$ лет, а величина сейсмичности площадки строительства составила 6 баллов по шкале MSK-64. На основе этих данных были запроектированы и возведены монолитные железобетонные пилоны (рис. 3).

Конструктивное решение. Одними из наиболее ответственных конструкций стадиона «Арена-Львов» являются несущие металлические конструкции покрытия над его трибунами. Свой вклад в создание этого уникального покрытия вложили все компании и организации, которые на разных этапах участвовали в его проектировании. Формообразование этого покрытия фасадов и кровли общей площадью около 29000 м² было разработано компанией «Albert Wimmer ZT GmbH». По периметру стадиона оно имеет уклон около 5° в сторону внешнего контура и расположено на разных отметках с плавным понижением в сторону южных и юго-западных трибун. В зонах южных, восточных и северных трибун покрытие опирается на железобетонные пилоны, а в зоне западных трибун – на железобетонные колонны каркаса основного здания стадиона. Покрытие вместе с железобетонным каркасом чаши стадиона разделено антисейсмическими швами на 10 конструктивных блоков, длина которых не превышает 50 м. В качестве основных несущих конструкций покрытия на первом этапе его проектирования были приняты консольные фермы с вылетом консолей до 52 м (рис. 2,а), которые были объединены связями и прогонами в единую систему.

По прогонам покрытия устроена кровля из стального профилированного настила, на который уложены шумопоглощающие жесткие минераловатные плиты, гидроизоляция и кровельные профилированные листы из алюминиевого сплава. Вдоль всего внутреннего периметра покрытия предусмотрена светопрозрачная зона шириной от 9,5 до 15,5 м, выполненная из светопрозрачного материала макролона, а вдоль внешнего – лотки для сбора атмосферных осадков. Стеновое ограждение навесных фасадов предусмотрено из перфорированных кассетных профилей из алюминиевого сплава.



а



б

Рис. 2. Схемы консольной фермы:
а – по проекту компании «Alpine Bau GmbH»; б – по утвержденному проекту



Рис. 3. Армирование оголовков железобетонных пилонов с анкерными устройствами в зонах крепления консольных ферм покрытия

В июне 2010 года заказчиком было принято решение о разработке рабочей документации и изготовлении металлических конструкций покрытия стадиона «Арена-Львов» немецкой компанией «MERO-TSK International GmbH». Экспертиза и адаптация этой рабочей документации к требованиям украинских норм была поручена ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского». Заказчиком в техническом задании на разработку этой рабочей документации было оговорено, что геометрическая форма покрытия и разделение его антисейсмическими швами на отдельные конструктивные блоки должны соответствовать ранее разработанному проекту. При этом расположение узлов крепления вновь проектируемых металлических конструкций покрытия к железобетонным конструкциям и их крепление к анкерным устройствам должны быть идентичны ранее разработанным ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского».

Компоновка металлических конструкций покрытия фирмы «MERO-TSK International GmbH» представлена на рис. 4. Покрытие разделено на одиннадцать конструктивных блоков, каждый из которых включает прогоны, структурные конструкции, стропильные фермы, опорные стойки и опоры. Прогоны служат для крепления конструкций кровли и стенового ограждения. Структурные конструкции покрытия и фасадов имеют ортогональное расположение поясов и образуют прямоугольные ячейки размерами около 3,3×3 м. Стержневые элементы структуры с помощью наконечников болтового типа крепятся к специальным узловым деталям (рис. 5), причем болты в этих соединениях приняты класса 10.9 с контролируемым усилием натяжения величиной до 15 % их несущей способности.

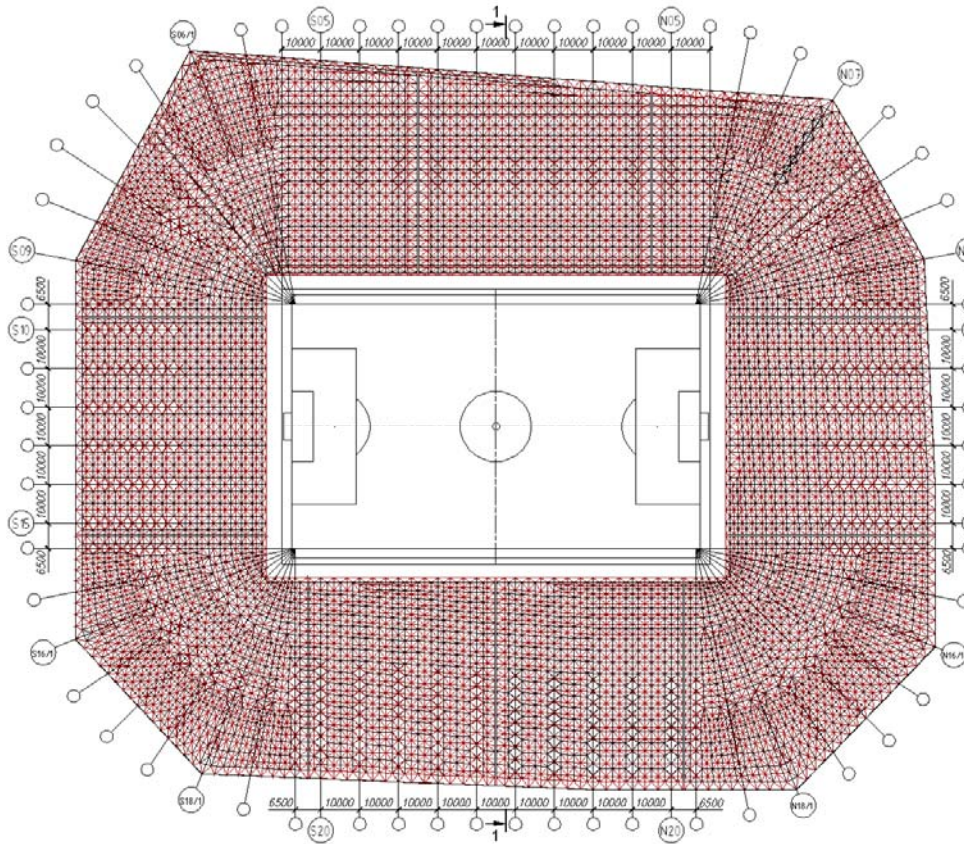
Структурные конструкции покрытия опираются на стропильные фермы переменной высоты, расположенные с шагом 10 м в центральных и 11,25° в угловых секторах по радиусам окружностей (рис. 6). Стропильные фермы имеют консоли длиной до 19 м и опираются на железобетонные пилоны трибун с использованием отстоящих на 6 м друг от друга специально разработанных опор двух типов, причем если на опоры типа 1 фермы опираются через опорные стойки, то на опоры типа 2 – через опорную деталь. Опоры крепятся к железобетонным пилонам трибун с помощью анкерных болтов с последующей подливкой опорных плит твердеющим составом «Pagel».

Отправочные марки поясов и двух опорных раскосов ферм объединяются фланцевыми соединениями, а остальные раскосы – листовыми накладками при помощи высокопрочных болтов класса 10.9 с контролируемым усилием натяжения величиной 85 % их несущей способности.

Стержневые элементы структуры, стропильных ферм и опорных стоек приняты из круглых труб, детали опор из толстолистового проката, а прогоны из двутавров и швеллеров. Металлические конструкции покрытия выполнены из сталей марок S355J2H, S355J2+N, S355J2+N+Z25 и S355J2+AR, имеющих гарантированные показатели ударной вязкости при температуре минус 20 °С. При этом расход стали на основные несущие металлоконструкции покрытия составил около 2700 т.

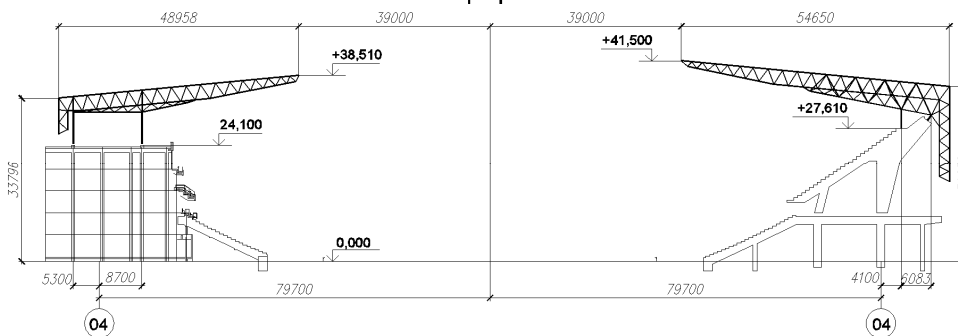
По ряду причин часть металлоконструкций покрытия конструктивного блока № 8 (в осях S03...S07) и все конструкции конструктивного блока № 10 (в осях N05...N07/1) общим объемом в 200 т были изготовлены и поставлены на объект компанией «Novum Structures LLC».

Экспертиза и адаптация рабочей документации. На основе предоставленной компанией «MERO-TSK International GmbH» рабочей документации в объеме 530 чертежей формата A0 и 11 томов результатов расчетов были составлены расчетные схемы металлических конструкций покрытий над трибунами, а также определены действующие нагрузки и воздействия в соответствии с требованиями [2, 3]. Дублирующие расчёты выполнены в программе «Лира» с учетом постоянных и временных нагрузок, влияния температуры и сейсмичности площадки строительства с проверкой несущей способности всех металлических конструктивных элементов покрытия и анкерных устройств железобетонных пилонов трибун. Также проведена экспертиза рабочей документации металлических конструкций покрытия с анализом конструктивных решений на соответствие их требованиям украинских норм.



а

1 - 1



б

Рис. 4. Схема расположения конструктивных элементов структурного покрытия фирмы «MERO-TSK International GmbH» (а) и поперечный разрез стадиона (запад-восток) (б)



Рис. 5. Узловая деталь для соединения стержневых элементов структуры (а)
и наконечник стержневого структурного элемента (б)

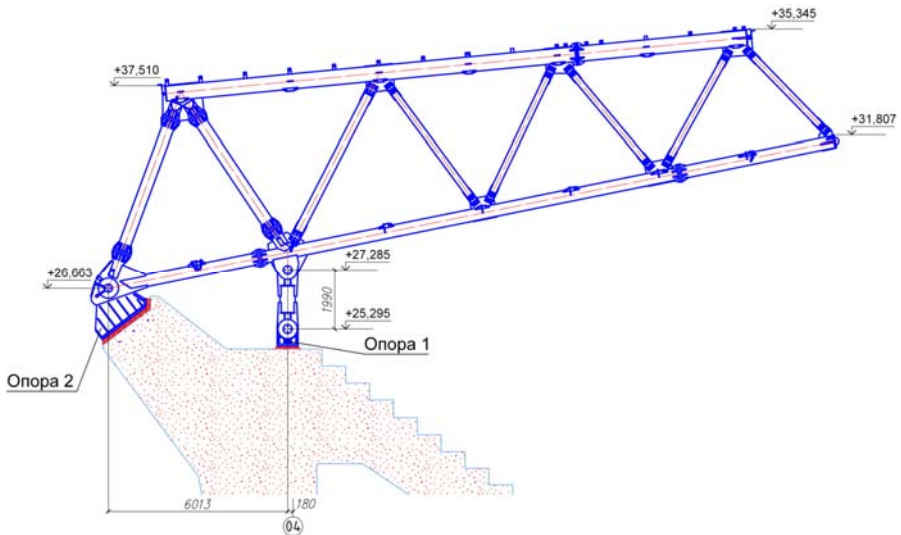


Рис. 6. Схема стропильной фермы

При проведении экспертизы рабочей документации металлических конструкций покрытия был дан ряд рекомендаций в части устранения выявленных несоответствий требованиям украинских норм в 252 чертежах и предоставления протоколов проведения испытаний примененных сталей на ударную вязкость при температуре минус 40 °С на образцах типа «Шарпи». В результате на основе данных рекомендаций компания «MERO-TSK International GmbH» скорректировала чертежи, внесла ряд уточнений и дополнений в расчеты и предоставила требуемые протоколы испытаний сталей, согласно которым показатели ударной вязкости в испытанных образцах при температуре минус 40 °С соответствуют требованиям украинских норм.

Дублирующие расчеты. Согласно [4] строительные конструкции возводимых стадионов подлежат обязательному научно-техническому сопровождению. Поэтому заказчиком было принято решение о выполнении этой работы ДП «Донецкий Промстройниипроект», который разработал программу научно-технического сопровождения проектирования и строительства стадиона «Арена-Львов». В соответствии с этой программой ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» были выполнены дублирующие проверочные расчеты несущих металлоконструкций покрытия, целью которых являлось исследование конструктивной схемы покрытия и проверка сечений всех его элементов на прочность и устойчивость при действии расчетных сочетаний усилий. Расчетная модель металлических конструкций покрытия была сформирована на основе разработанной компанией «MERO-TSK International GmbH» его пространственной модели, которая не только точно отражает пространственную конструктивную схему покрытия, но и включает все его основные несущие элементы (рис. 7).

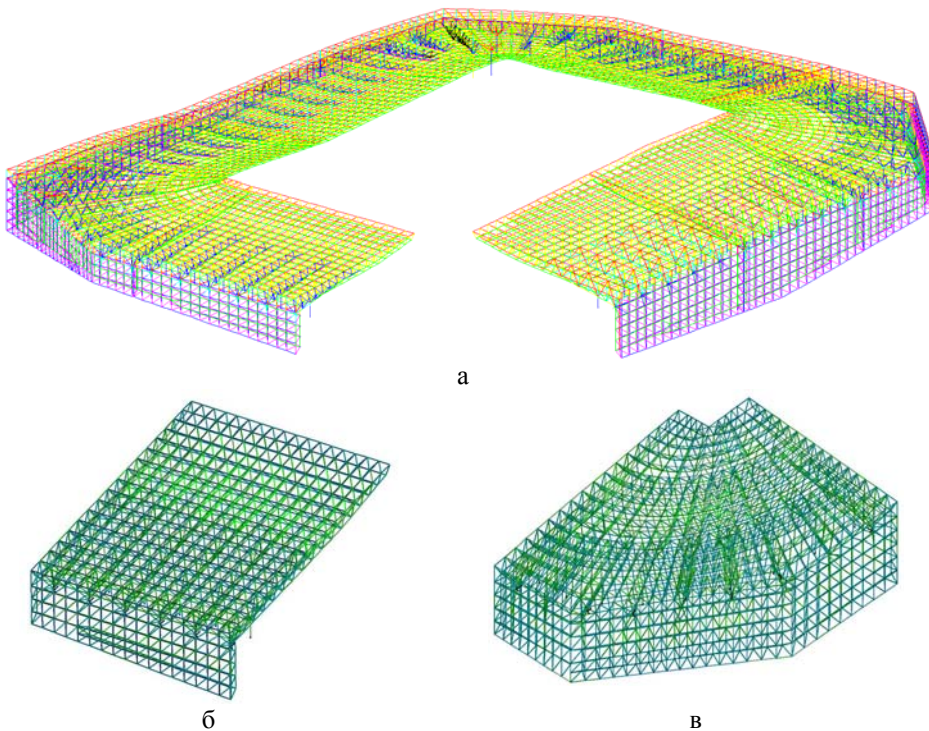


Рис. 7. Расчетные модели металлических конструкций покрытия стадиона «Арена-Львов» (а) и его конструктивных блоков над южными (б) и юго-восточными (в) трибунами

При выполнении дублирующих расчетов покрытия особое внимание было уделено сбору нагрузок и определению их расчетных сочетаний. При этом было исследовано распределение ветрового давления по поверхности покрытия в связи с его нетривиальной геометрической формой, что вызвало необходимость проведения не только численных аэродинамических исследований модели стадиона, но и испытаний его физической модели в масштабе 1:350 в аэродинамической трубе.

Анализ результатов исследований показал, что полученные значения ветрового давления на покрытие с учетом заполнения проемов между покрытием и трибунами и навесных фасадов оказались значительно меньшими, чем рекомендуемые [2] для подобных сооружений и принятых компанией «MERO-TSK International GmbH» при выполнении расчетов (рис. 8). С учетом последнего все дублирующие расчеты покрытия были выполнены при значениях ветрового давления, установленных по результатам проведенных аэродинамических исследований модели стадиона.

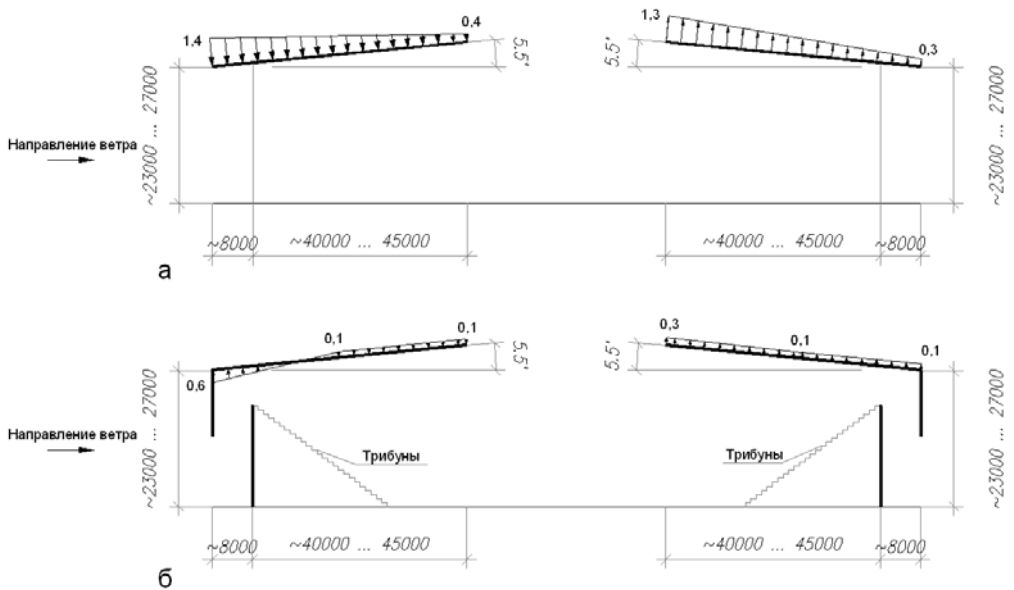


Рис. 8. Эпюры аэродинамических коэффициентов C_{aer} покрытия стадиона «Арена-Львов», определенные по рекомендациям [2] (а) и результатам аэродинамических исследований (б)

Проверка поперечных сечений элементов металлических конструкций покрытия показала, что они отвечают установленным украинскими нормами требованиям по прочности и устойчивости, а величины прогибов и перемещений находятся в допустимых пределах. Также следует отметить, что расчетные сочетания усилий во всех элементах металлических конструкций конструктивных блоков покрытия по данным ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского» оказались меньшими на 20–30 % по сравнению с расчетами компании «MERO-TSK International GmbH». Это объясняется завышением в расчётах компании «MERO-TSK International GmbH» значений действующих снеговых и ветровых нагрузок. Для снеговой нагрузки в этих расчётах не был учтен рекомендованный [5] коэффициент $\mu = 0,8$ для покрытий с малыми уклонами, что вызвало увеличение на 10–15 % расчетных сочетаний усилий. Значения ветрового давления на покрытие во время выполнения расчетов компанией «MERO-TSK International GmbH» были приняты по требованиям [2], так как на то время аэродинамические исследования на моделях стадиона ещё не были проведены. Это также привело к увеличению расчетных сочетаний усилий еще на 10–15 %.

Особенности изготовления и монтажа металлоконструкций.

Металлоконструкции покрытия стадиона «Арена-Львов» были изготовлены компанией «MERO-TSK International GmbH». Сертификаты на поставленные металлоконструкции свидетельствуют, что они изготовлены из сталей, указанных в рабочей документации. Кроме того, образцы примененных сталей листового проката, труб толщиной более 5 мм, узловых деталей и болтов класса 10.9 испытаны на ударную вязкость при температуре минус 40 °С. Все стержни, в которых соединения круглых труб с концевыми конусами выполнялись на лазерной сварке, после их изготовления прошли испытания на усилия растяжения, равные несущей способности их болтовых креплений.

Монтаж металлоконструкций покрытия выполнен ООО «Завод «Мастер-Профи Украина», шеф-монтаж – компанией «MERO-TSK International GmbH», а авторский надзор при монтаже этих конструкций – ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского». При проектировании покрытия особое внимание было обращено на технологичность изготовления и обеспечение возможности монтажа несущих металлических конструкций покрытия укрупненными блоками с целью упрощения и ускорения строительных работ.

Монтажные марки металлических конструкций покрытия предварительно укрупнялись на уровне земли в монтажные блоки. Для этого были запроектированы и изготовлены специальные укрупнительные стенды (их общий объём составил 77 т). Последующий монтаж этих блоков был

осуществлен в соответствии с разработанным ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» проектом производства работ с использованием специально спроектированных и изготовленных временных опор (их общий объём составил 250 т). Схема разбивки металлических конструкций покрытия на монтажные блоки представлена на рис. 9, а их укрупнение на стендах в монтажные блоки – на рис. 10.

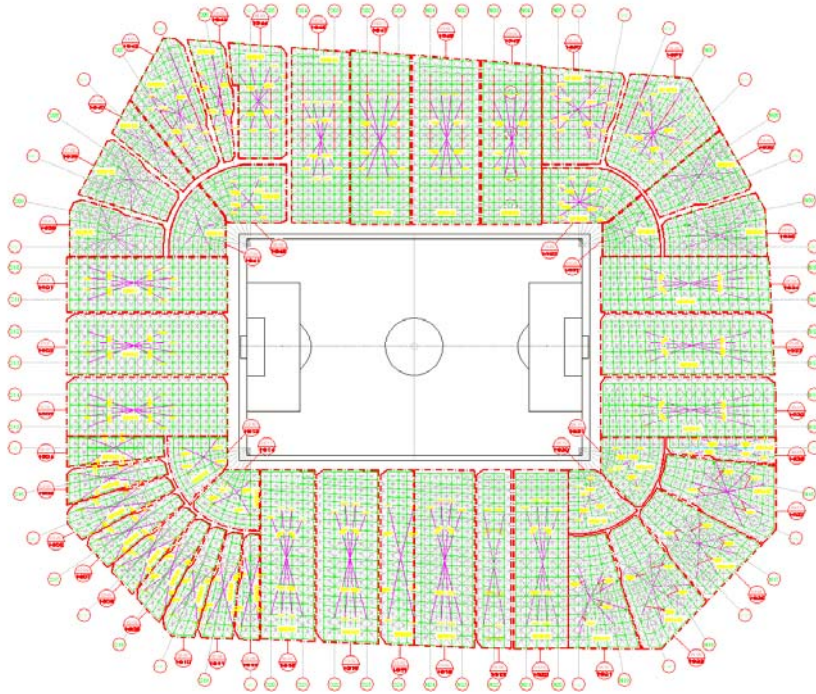


Рис. 9. Схема разбивки металлических конструкций покрытия на монтажные блоки



Рис. 10. Укрупнение металлических конструкций покрытия на стендах в монтажные блоки

Установка монтажних блоків весом до 116 т в проектне положення була здійснена унікальним краном Liebherr LR 1600/2 грузопідйомністю 600 т (рис. 11). При цьому монтажні блоки покриття закріплялись на стаціонарних опорах і одночасно фіксувались на тимчасових опорах, дозволяючих регулювати геометрію монтажних блоків в вертикальній і горизонтальній площинах при їх об'єднанні стержневими елементами в єдиний конструктивний блок. Для цього на тимчасових опорах була розміщена монтажна оснастка, включаюча спеціальні домкратні пристрої та інші монтажні пристосування (рис. 12).



Рис. 11. Установка монтажного блока в проектное положение

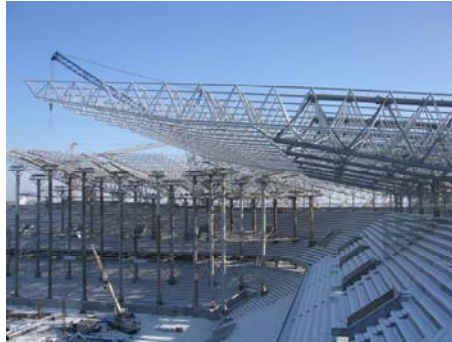


Рис. 12. Временные опоры для сборки монтажных блоков покрытия над восточными трибунами в единый конструктивный блок

Монтаж всіх конструктивних блоків покриття був завершений в жовтні 2011 року (рис. 13). При цьому було смонтовано більше 60 тисяч отпрывочних марок конструктивних елементів, для чого потребувалося більше 110 тисяч високопрочних болтів діаметром від 12 до 64 мм.



Рис. 13. Общий вид в период монтажа конструкций покрытия стадиона «Арена-Львов»

В заключение следует отметить, что оперативное решение разработчиками рабочей документации, изготовителями и монтажниками многих возникающих при строительстве технических вопросов позволило в сжатые сроки смонтировать это уникальное покрытие над трибунами стадиона «Арена-Львов».

Литература

- [1] Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14-2008. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
- [2] Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. – 58 с.
- [3] Державні будівельні норми України. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво в сейсмічних районах України. Норми проектування. ДБН В.1.1-12:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. – 84 с.
- [4] Державні будівельні норми України. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. ДБН В.1.2-5:2007. – К.: Мінрегіобуд України, 2007. – 14 с.
- [5] European norms. Actions on structures. Part 1-3: General actions. Snow loads. EN 1991-1-3:2003. – Bruxelles: CEN, 2003. – 56 p.

Надійшла до редколегії 06.08.2012 р.

УДК 539.3

Влияние кривизны вертикальной стенки цилиндрического резервуара на напряженно-деформированное состояние ограждающей конструкции

¹Цыхановский В.К., д.т.н., ²Талах С.М., к.т.н., ¹Кордун А.И.

¹ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

²Национальный авиационный университет, Украина

Аннотация. Рассматривается новая усовершенствованная конструктивная схема вертикального цилиндрического резервуара большой вместимости – 300 тыс. м³ в объеме при эксплуатации. Предложен способ усовершенствования конструкции за счет введения кривизны вертикальной стенки резервуара. Изложен специальный алгоритм прочностного расчета сильнонелинейной механической системы.

Анотація. Розглядається нова вдоскоалена конструктивна схема вертикального циліндричного резервуара великої місткості – 300 тис. м³ в об'ємі при експлуатації. Запропонований спосіб вдосконалення конструкції за рахунок введення кривизни вертикальної стінки резервуара. Викладений спеціальний алгоритм розрахунку міцності сильнонелінійної механічної системи.

Abstract. Considered new improved structural scheme of a vertical cylindrical tank of large capacity – 300 thousand m³ in volume during the operation. Proposed a method of design improving by introducing a curvature of the vertical wall of the tank. Contained a special algorithm for strength calculation of strongly nonlinear mechanical system.

Ключевые слова: цилиндрический резервуар, нелинейное деформирование, специальный алгоритм, вариационные методы, упруго-пластические деформации, теория пластического течения.

Введение. Для цилиндрических резервуаров повышенной вместимости при больших диаметрах и значительной высоте вертикальной стенки, когда элементы конструкции подвергаются значительному гидростатическому давлению и продольному изгибу от вертикальных реакций покрытия, в местах локальных изменений кривизны оболочки возникают большие концентрации напряжений. В таких условиях локальное сглаживание скачкообразных переходов кривизны оболочечных элементов может дать значительное уменьшение локальных изгибных напряжений [6]. Эта проблема связана с определением оптимальной начальной формы и структуры комбинированной оболочечной конструкции, которая достаточно успешно была определена для рассмотренной конструкции в [1], при этом объемы резервуаров были в пределах 100–250 тыс. м³. Для обеспечения максимально большей вместимости резервуара, до 300 тыс. м³, необходимо рассмотреть дополнительные меры по улучшению формы и структуры рассматриваемой конструкции резервуара, а также определить специальный алгоритм прочностного расчета.

Постановка задачі. Дискретная конечноэлементная модель конструкции резервуара в произвольный момент времени t в приращениях построена на основе первого выражения принципа виртуальной работы [1,3]

$$\int_V (\hat{\sigma}' + \hat{C}_4^{(e,p)} \cdot \hat{\gamma}) \cdot \delta \hat{\gamma} dV + \int_V \rho \ddot{u} \cdot \delta \ddot{u} dV - \int_V \bar{p} \cdot \delta \bar{u} dV - \int_S \bar{q} \cdot \delta \bar{u} dS = 0, \quad (1)$$

где $\hat{C}_4^{(e,p)}$ – тензор упругостей в запредельном состоянии с учетом развития упруго-пластических деформаций.

Для вариационной задачи (1) параметром возмущения может служить параметр времени t . Будем считать, что решение задачи зависит только от некоторого безразмерного параметра t , причем при некотором конкретном значении параметра, например при $t = 1$, получено отображение $F(u^*)$, а при $t = 0$ – отображение $F(u^\circ)$, которое имеет известное решение вектора перемещений $\{u^\circ\}$, то есть вместо одного отображения $F(u^\circ)$ вводится семейство отображений h .

Рассмотрим нелинейное уравнение

$$h(u, t) = 0; \quad t \in [0, 1], \quad (2)$$

полученное в результате дискретизации вариационного уравнения (1). Допустим, что оно имеет решение $u = u(t)$, непрерывно зависящее от t . В таком случае, в результате решения (2) получим непрерывную кривую решений с началом в точке $\{u^\circ\}$ и концом в $\{u^*\} = \{u(t=1)\}$. Таким образом, получим непрерывное отображение

$$h(u(t), t) = 0, \quad \forall t \in [0, 1]. \quad (3)$$

В решении (3) предлагается:

$$0 = t_0 < t_1 < t_2 < \dots < t_{n-1} < t_n = 1. \quad (4)$$

Окончательно имеем:

$$h(u, t_i) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (5)$$

Для конечномерного (N -мерного) подпространства (в евклидовом пространстве ε^3) Φ , порождаемого базисными функциями компонентных аппроксимаций $\Phi_g(P)$, метод Ньютона можно представить отображением:

$$F : M \subset \Phi^N \rightarrow \Phi^N,$$

что соответствует

$$F(u) \in \Phi^N \Rightarrow F(u) = \begin{Bmatrix} f_1(u) \\ \vdots \\ f_n(u) \end{Bmatrix}; \quad (6)$$

$$u^{k+1} = u^k - F'(u^k)^{-1} F(u^k), \quad (7)$$

где $F'(u)$ – матрица Якоби отображения F ; $F(u)$ – система нелинейных уравнений в неявном виде $F(u) = 0$.

При нахождении решения i -го уравнения задачи (5) берется конечное число итераций m процесса (7) в соответствии с рекуррентной формулой

$$\begin{aligned} u^{i,k+1} &= u^{i,k} - h'(u^{i,k}, t_i)^{-1} h(u^{i,k}, t_i), \quad k = 0, 1, 2, \dots, m-1 \\ u^{1,0} &= u^0; \quad u^{i+1,0} = u^{i,m}; \quad i = 0, 1, 2, \dots, n-1, \end{aligned} \quad (8)$$

где $h'(u^{i,k}, t_i)^{-1}$ матрица Якоби отображения h .

Матрицу Якоби система большого порядка при численной реализации, как правило, не вычисляют, а вместо этого предлагается решать систему линейных (линеаризованных) уравнений. При этом рекурсивную формулу (8) для метода Ньютона можно записать в виде:

$$h'(u^{i,k}, t_i) u^{i,k+1} = h'(u^{i,k}, t_i) u^{i,k} - h(u^{i,k}, t_i). \quad (9)$$

Для ограничения числа итераций k на i -м шаге продолжения по параметру возмущения t вводится норма для оценки погрешности на k -й итерации по Ньютону – скалярное произведение «вектора невязки» – правой части уравнения (9):

$$(\bar{r}^{i,k}, \bar{r}^{i,k}) \leq \varepsilon, \quad (10)$$

где

$$\{\bar{r}^{i,k}\} = \{h'(u^{i,k}, t_i) u^{i,k} - h(u^{i,k}, t_i)\}, \quad (11)$$

ε – заданная величина малости нормы вектора невязки системы нелинейных уравнений.

Существенное сокращение числа итераций вычислительного процесса (9) по Ньютону достигается с использованием теоремы Канторовича о модификации метода Ньютона [3]. Согласно теореме, в вычислительном процессе (9) вместо матрицы Якоби используется матрица отображения $h(u, t)$ на начальной итерации каждого i -го шага продолжения по параметру возмущения t , а именно:

$$h'(u^{i,0}, t_i)u^{i,k+1} - h(u^{i,k}, t_i) = r^{i,k}. \quad (12)$$

где матрица $h'(u^{i,0}, t_i)$ остается постоянной для всех итераций по Ньютону i -го шага продолжения по параметру t . Итерационный процесс (12) носит название метода Ньютона-Канторовича [1, 2, 3].

Основная часть. Рассматриваемая конструкция вертикального цилиндрического резервуара имеет сложную форму и конфигурацию, описанную в [1]. Описание геометрии ограничивающих поверхностей оболочки осуществляется на основании аналитических методов с использованием набора канонических уравнений сферы, торовой поверхности и плиты, представленных в глобальной системе координат. В [1] для описания общей геометрической модели конструкции предлагается пять отдельных канонических поверхностей: сферическая линза – фрагмент F1 (покрытие); верхний четверть тор – фрагмент F2 (трубобетонный контур); цилиндрическая поверхность – фрагмент F3; нижний четверть тор-фрагмент F4 (элемент тонкой оболочки); круглая плита – фрагмент F5 (днище резервуара). В рассматриваемом варианте резервуара объемом 300 тис. м³ геометрическая модель отличается только фрагментом F3 – вместо цилиндра моделируется фрагмент тора, опирающегося на дугу с углом 2α и радиусом кривизны

$$R_{0,3} = \frac{f^2 + \frac{1}{4}l'^2 + 2r_2f}{2f}; \quad l' = H - r_2 - r_4, \quad (13)$$

где f – стрела бокового прогиба в центре вертикальной стенки резервуара; r_2 – радиус верхнего четвертьтора; l' – высота вертикальной стенки резервуара.

Половинный угол створа торовой дуги боковой стенки резервуара определяется по формуле

$$\alpha = \arctg \frac{l'}{2(R_{0,3} - f - r_2)}. \quad (14)$$

Сеточная область конечноэлементной модели рассматриваемого варианта конструкции резервуара имеет следующие размеры – $M1 \times M2 \times M3$, $M1 = 2$, $M2 = 46$, $M3 = 50$. Число узлов КЭ модели составляет $NUX = M1 \times M2 \times M3 = 2 \times 46 \times 50 = 4600$, а число уравнений системы разрешающих уравнений составляет: $K = 3 \times NUX = 3 \times 4600 = 13800$ без учета накладываемых связей с учетом граничных условий. Разрешающая система нелинейных уравнений большого порядка решается с помощью метода продолжения по параметру возмущения t , представлено форму-

лами (2)–(12). При численній реалізації рішення системи нелінійних рівнянь по параметру возмущення $t = 150$ шагов, на кожному шаге t розраховується система нелінійних рівнянь відносно приращень переміщень по методу Ньютона-Канторовича або методу Ньютона (з урахування розвитку пластических деформацій).

Комбінації зовнішніх впливів прийняті за аналогії з [1]. Виконано порівняльний аналіз результатів численного розрахунку по переміщенням і внутрішнім зусиллям основних елементів каркаса, в яких спостерігається концентрація внутрішніх зусиль.

Результати рішення по переміщенням і внутрішнім зусиллям в основному радіальному сеченні в площині $OZ^1\bar{Z}^2$ для трьох форм вертикальної стінки сведені в таблиці 1–3 по переміщенням і в таблицю 4 по вигинаючим моментам і продольним силам. Порівняльний аналіз показав, що комбінована механічна система має суттєву гнучкість, про що свідчать епюри переміщень, представлених на рис. 1, а також вирішальне вплив продольного вигина на елемент вертикальної стінки резервуара. Так максимальне вертикальне переміщення кільця покриття резервуара досягає $u_1^1 = -107,89$ см, а максимальний боковий прогиб в середньому сеченні по висоті стінки резервуара дорівнює $u_{45}^{2'} = 14,075$ см (см. табл. 3). Внутрішні зусилля в ребра-стійках циліндричного резервуара при початковій формі, коли стріла бокового прогибу дорівнює $f = 10,0$ см (в межах переміщень від максимальних навантажень для вертикальної форми стінки резервуара) дорівнює величинам, які були отримані в [1]. При початковій криволінійній формі стінки резервуара при впливі максимальних критических навантажень внутрішні зусилля суттєво збільшуються пропорційно величині початкового провиса, так:

– при $f = 1,0$ м вигинаючі моменти і максимальні продольні сили дорівнюють $M_{2265}^{22} = -477,35$ тсм, $N_{2265}^{22} = -2168,34$ тс, внутрішні зусилля збільшуються порівняно з вертикальною стінкою ($f = 0$) відповідно на 6,6 % і 6,7 %;

– при $f = 2,0$ м вигинаючі моменти і максимальні продольні сили дорівнюють $M_{2265}^{22} = -527,82$ тсм, $N_{2265}^{22} = -2396,58$ тс, внутрішні зусилля збільшуються порівняно з вертикальною стінкою ($f = 0$) відповідно на 17,8 % і 17,9 %.

Таблиця 1

**Перемещения в диаметральной сечении резервуара при $f = 0,1$ м
(цилиндрическая форма)**

№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см	№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см
1	1	-101,432	1,115	17	33	-1,893	-1,034
2	3	-101,336	1,105	18	35	-1,503	-0,646
3	5	-101,480	1,115	19	37	-1,346	-0,113
4	7	-101,406	1,226	20	39	-1,252	3,477
5	9	-99,858	1,460	21	41	-1,133	6,941
6	11	-97,496	1,860	22	43	-0,980	9,797
7	13	-93,950	2,207	23	45	-0,784	11,438
8	15	-89,447	2,501	24	47	-0,617	11,544
9	17	-83,388	2,689	25	49	-0,461	10,573
10	19	-74,840	2,712	26	51	-0,330	8,771
11	21	-64,052	2,522	27	53	-0,230	6,549
12	23	-47,788	1,867	28	55	-0,244	4,674
13	25	-27,939	0,766	29	57	-0,153	4,204
14	27	-12,071	-0,415	30	59	0	3,912
15	29	-2,923	-1,148	31	61	0	3,830
16	31	-2,419	-1,180	32	63	0	3,840

Таблиця 2

**Перемещения в диаметральной сечении резервуара при $f = 1,0$ м
(тороидальная поверхность)**

№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см	№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см
1	1	-104,069	1,062	17	33	-4,343	-1,155
2	3	-103,973	1,052	18	35	-3,936	-0,817
3	5	-104,115	1,062	19	37	-3,710	-0,332
4	7	-104,035	1,172	20	39	-2,974	3,635
5	9	-102,474	1,405	21	41	-2,393	7,521
6	11	-100,107	1,802	22	43	-1,998	10,706
7	13	-96,566	2,147	23	45	-1,736	12,471
8	15	-92,077	2,440	24	47	-1,545	12,488
9	17	-86,034	2,624	25	49	-1,298	11,265
10	19	-77,513	2,647	26	51	-0,959	9,125
11	21	-66,739	2,456	27	53	-0,526	6,592
12	23	-50,500	1,800	28	55	-0,226	4,559
13	25	-30,646	0,697	29	57	-0,155	4,175
14	27	-14,718	-0,491	30	59	0	3,883
15	29	-5,403	-1,244	31	61	0	3,788
16	31	-4,854	-1,279	32	63	0	3,798

Таблиця 3

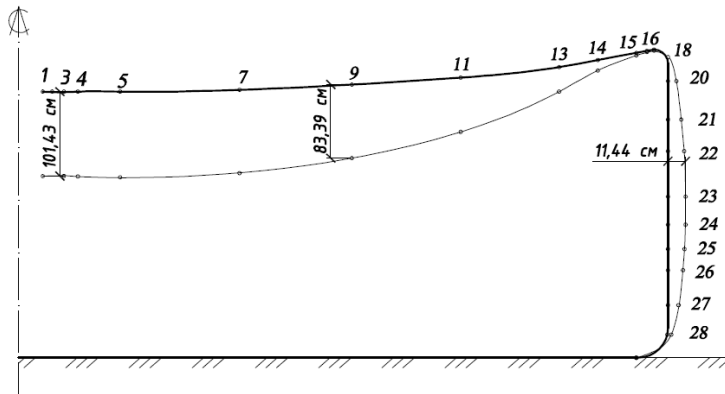
**Перемещения в диаметральном сечении резервуара при $f=2,0$ м
(тороидальная поверхность)**

№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см	№ точки S_2	№ узла	u'_N , см	u''_N , см
1	1	-107,886	0,975	17	33	-7,930	-1,333
2	3	-107,789	0,965	18	35	-7,509	-1,050
3	5	-107,928	0,975	19	37	-7,218	-0,624
4	7	-107,838	1,084	20	39	-5,573	3,809
5	9	-106,258	1,314	21	41	-4,322	8,303
6	11	-103,880	1,707	22	43	-3,572	12,039
7	13	-100,343	2,048	23	45	-3,210	14,075
8	15	-95,876	2,337	24	47	-2,968	13,981
9	17	-89,853	2,519	25	49	-2,556	12,349
10	19	-81,373	2,540	26	51	-1,870	9,658
11	21	-70,623	2,347	27	53	-0,920	6,645
12	23	-54,436	1,691	28	55	-0,197	4,388
13	25	-34,593	0,584	29	57	-0,160	4,096
14	27	-18,592	-0,613	30	59	0	3,801
15	29	-9,039	-1,394	31	61	0	3,690
16	31	-8,425	-1,435	32	63	0	3,970

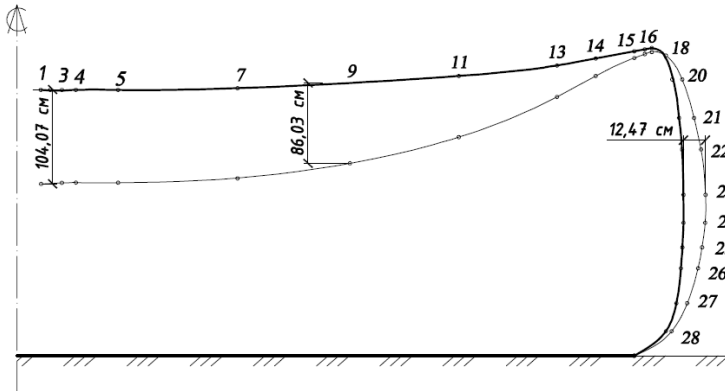
Таблиця 4

**Изгибающие моменты и продольные силы (максимальные) в ребрах-стойках
резервуара в сечении пл. OZ^1Z^3 при $f=1,0$ м (тороидальная поверхность)**

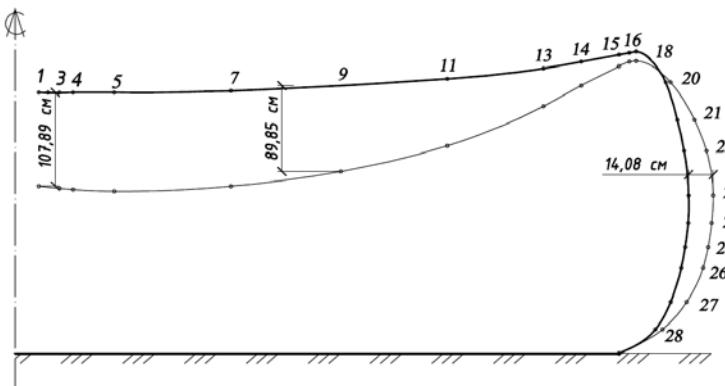
№ с.к. $Is\ 3$	№ с.к. $Is\ 2$	№ узла КЭ- мод.	Погонные усилия		Общие усилия в сечении	
			M_N^{22} , кг·см/см	N_N^{22} , кг/см	$M_N^{22} \cdot b_N$, т·м	N_N^{22} , т
25	19	2245	$-0,25851 \cdot 10^5$	-1522,6	-26,32	-155,0
	20	2247	$0,40282 \cdot 10^5$	-1134,0	41,01	-115,44
	21	2249	$1,218 \cdot 10^5$	-263,22	124,0	-26,80
	22	2251	$2,043 \cdot 10^5$	795,53	207,98	80,98
	23	2253	$2,3749 \cdot 10^5$	1304,6	241,76	132,81
	24	2255	$1,8181 \cdot 10^5$	1775,3	185,08	180,73
25	25	2257	$1,0533 \cdot 10^5$	-54,263	107,22	0,06
	26	2259	$-0,22859 \cdot 10^5$	-4501,8	-23,27	-458,28
	27	2261	$-2,421 \cdot 10^5$	-12608,0	-246,46	-1283,49
	28	2263	$-3,6574 \cdot 10^5$	-17754	-372,32	-1807,36
	29	2265	$-4,6891 \cdot 10^5$	-21300,0	-477,35	-2168,34
	30	2267	$-3,6591 \cdot 10^5$	-11808,0	-372,50	-1202,05
	31	2269	$-0,81175 \cdot 10^5$	-2395,0	-82,64	-243,87



a)



б)



в)

Рис. 1. Эпюры перемещений:
1 – при стреле бокового провиса вертикальной стенки $f = 0,1$ м;
2 – при стреле $f = 1,0$ м; 3 – при стреле $f = 2,0$ м

По этим данным можно сделать вывод, что использование двояко криволинейной поверхности оболочечной системы по высоте цилиндра не дает механического эффекта в условиях значительных сжимающих усилий (реакций), которые передаются от внешнего контура покрытия на цилиндрическую стенку резервуара. Для нейтрализации влияния продольного изгиба от сжимающих нагрузок покрытия при использовании криволинейных вертикальных стенок необходимо одновременно вводить в каркас вертикальные колонны в окружном направлении по схеме, представленной на рис. 2.

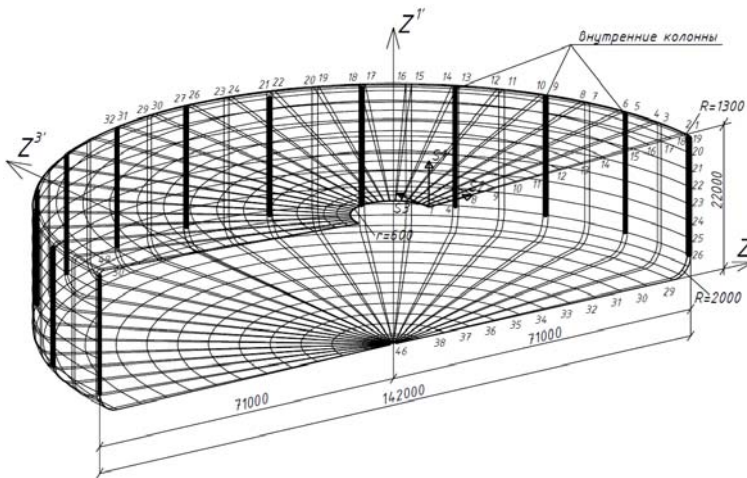


Рис. 2. Расчетная схема и дискретная модель конструкции резервуара

Численные исследования по напряженно-деформированному состоянию при введении внутренних колон (с учетом поперечных связей с соответствующими ребрами-стойками) показывают, что механический эффект от использования оболочки двоякой кривизны по сравнению с цилиндрическими поверхностями, когда мембранные напряжения уменьшаются в два раза [6], полностью подтверждается.

Результаты численных расчетов по перемещениям рассматриваемого резервуара с учетом устройства внутренних колон, на которые опирается внешний упруго-податливый контур покрытия, сведены в таблицу 5.

По таблице 5 можно сделать выводы, что максимальные перемещения в центре покрытия при стреле начального бокового провиса $f=2,0$ уменьшились до $u'_N = -101,46$ см, т.е. на 6,3 %, а в центре вертикальной стенки боковой прогиб уменьшился до $u''_N = 4,643$ см (для сравнения см. рис. 3).

Таблиця 5

Перемещения в радиальном сечении резервуара при $f=1,0$ м и $f=2,0$ м при устройстве внутренних колонн резервуара

N точки с.к. S2	N узла	$f = 1,0$ м		$f = 2,0$ м	
		u_N^1 , см	u_N^2 , см	u_N^1 , см	u_N^2 , см
1	1	-100,352	1,553	-101,463	1,707
2	3	-100,255	1,5432	-101,366	1,698
3	5	-100,401	1,553	-101,508	1,707
4	7	-100,327	1,663	-101,437	1,817
5	9	-98,746	1,90	-99,841	2,050
6	11	-96,29	2,293	-97,357	2,445
7	13	-92,579	2,636	-93,600	2,785
8	15	-87,843	2,920	-88,810	3,066
9	17	-81,432	3,091	-82,300	3,232
10	19	-72,420	3,090	-73,186	3,220
11	21	-60,920	2,850	-61,470	2,970
12	23	-43,776	2,120	-44,130	2,219
13	25	-22,430	0,832	-22,198	0,934
14	27	-6,448	-0,323	-6,032	-0,305
15	29	0,055	-0,742	0,13	-0,691
16	31	0	-0,728	0	-0,672
17	33	-0,335	-0,77	-0,355	-0,716
18	35	-0,48	-0,867	-0,536	-0,819
19	37	-0,586	-1,025	-0,678	-0,983
20	39	-0,884	-1,192	-1,205	-1,718
21	41	-0,875	0,435	-1,155	-0,618
22	43	-0,758	3,080	-0,903	1,851
23	45	-0,659	5,688	-0,756	4,643
24	47	-0,606	7,100	-0,751	6,365
25	49	-0,544	7,597	-0,756	7,203
26	51	-0,426	7,198	-0,653	7,109
27	53	-0,236	6,171	-0,364	6,321
28	55	-0,094	5,150	-0,0765	5,450
29	57	-0,064	4,945	-0,0607	5,312
30	59	0	4,799	0	5,174
31	61	0	4,757	0	5,127
32	63	0	4,766	0	5,134

При наличии колонн наблюдается резкое уменьшение максимальных изгибных моментов и продольных сил в среднем в два раза.

Выводы

1. Дополнительная оптимизация формы боковой вертикальной стенки резервуара при оптимальном боковом провисе $f=2,0$ м и обособленном введении вертикальных колонн для опирания трубобетонного контура обеспечила резкое снижение концентрации напряжений в местах закруглений резервуара.
2. При использовании криволинейной по высоте вертикальной стенки цилиндрического резервуара обязательно включение в конструкцию внутренних опорных колонн с последующим расчетом на устойчивость при максимальных усилиях. Максимальные усилия определяются при численном расчете в наложенных вертикальных связях.

Литература

- [1] Шимановский А.В. Оптимизация комбинированных пространственных систем / А. В. Шимановский, В. К. Цыхановский, С. М. Талах – К: Изд-во «Сталь», 2012. – 462 с.
- [2] Цыхановський В.К. Розрахунок на міцність великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів / В.К. Цыхановський, О.І. Кордун // Зб. наук. праць УкрНДІпроектстальконструкція ім. В. М. Шимановського. – К.: Сталь, 2010 – Вип. 5. – С. 262–269.
- [3] Баженов В.А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / Баженов В.А., Цыхановський В.К., Кислоокий В.М. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [4] Ортега Дж. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений с многими неизвестными / Дж. Ортега, В. Рейнболт. – М.: Мир, 1975. – 558 с.
- [5] Лурье А.И. Нелинейная теория упругости / Лурье А.И. – М. : Наука, 1980. – 512 с.
- [6] Цыхановський В.К. Влияние формы окончаний цилиндрической оболочки на развитие нелинейно-упругих и упруго-пластических деформаций / В.К. Цыхановський, С.М. Талах, А.И. Кордун // Зб. наук. праць Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. – К.: Сталь, 2011 – Вип. 8. – С. 43–59.

Надійшла до редколегії 06.08.2012 р.

УДК 624, 691

Supporting structure and roof diaphragm of the Warsaw National Stadium

Leszek Miara, Przemysław Ziemczyk

National Sports Centre, Poland

Анотація. Коротка інформація про особливості зведення національного стадіону (Варшава). Приведені основні будівельні об'єми, даний опис виду, роботи і процесу виробництва і зведення основних несних конструкцій. Також, даний опис центральної опори, що підвішеної над центром поля і несе увесь рухливий дах. Особлива увага приділена виробництву і доставці елементів, а так само перевіркам антикорозійного захисту і контролю зведення конструкцій.

Аннотация. Краткая информация об особенностях возведения национального стадиона (Варшава). Приведены основные строительные объёмы, дано описание вида, работы и процесса производства и возведения основных несущих конструкций. Также, дано описание центральной опоры, подвешенной над центром поля и несущей всю подвижную крышу. Особое внимание уделено производству и доставке элементов, а так же проверкам антикоррозийной защиты и контролю возведения конструкций.

Abstract. The brief information about the Warsaw National Stadium erection peculiarities. There are given the total structural volumes of the erection process, the description of the shape, work and the manufacturing and erection processes of the main bearing structures. Also the description of the central mast is given, which is suspended over the center of the playground and supporting the whole movable roof. Special attention is applied to manufacturing and delivery of elements and to the inspection of anticorrosion protection and structure erection.

Key words: Warsaw National Stadium, central mast, cables.

General information. The latest construction solutions and materials were applied at the realisation of Warsaw National Stadium. The cubage of the whole stadium exceeds 1,1 million m³ and the lengths of its main axis are 314 m and 279 m. According to UEFA standards it attains the fourth highest class.

The State Treasury represented by the Ministry of Sport and Tourism is the owner of the Stadium. The National Centre of Sport Ltd appointed by this ministry was responsible for stadium construction. The individual erection technology of stadium elements was employed. During the whole process of construction the safety and quality of work were treated as priority factors.

The stadium is located in the basin of the former Tenth Anniversary Stadium (see drg. 1), on the plot limited on the south by Poniatowski avenue, on the east by Zieleniecka street, on the north by the railway line (with “Stadion” stop situated in the vicinity of the Stadium), on the west by Wybrzeże Szczecińskie

street. The mentioned streets are two-lane streets (in each direction). Near the Stadium the underground station will be finished in 2014 year.



Fig. 1. The Tenth Anniversary Stadium (birds view)

The decision of Stadium construction was undertaken in April 2007. The preliminary design was approved in February 2008. In June 2008 the design with all documents necessary for obtaining building permit were submitted to the Warsaw Governor and the building permit was issued on the July 22, 2008.



Fig. 2. The new National Stadium in Warsaw

The first stage of the National Stadium construction, the piling for foundation was started in October 2008. It was carried out by Pol-Aqua SA. 7 000 prefabricated piles were performed, ca 6 700 gravel and concrete piles and 900 large diameter piles. The piling was finished in March 2009.

In May 2009 the second stage of work was started (after contract awarding) in May 2009. It comprised concrete works, foundations and concreting of the first three storeys of the stadium construction.

In January 2010 the first element of the compressed ring was delivered to Warsaw enabling to start the erection of the steel structure. The consortium: Alpine Bau Deutschland AG, Alpine Bau GmbH, Alpine Construction Polska Sp. z o. o., Hydrobudowa Polska SA, PBG SA was appointed as general contractors of the second construction stage.. This Consortium entrusted the specialised works including delivery and erection of steel structure to Cimolai SPA which organized another consortium: Cimolai SPA, Mostostal Zabrze Holding SA, Hightex GmbH. In this consortium Mostostal Zabrze was responsible for the erection of the total stadium steel structure, the cable roof and for the delivery and erection of the glass roof and the façade. The basic data concerning the steel structure, façade and the roof of the stadium:

- compressed ring diam. 1820 mm, wall thickness $g = 80$ mm, 72 segments each 12,6 m long, the total length of the ring 907 m;
- columns supporting the compressed ring diam. 1016 mm, wall thickness $g = 30 - 70$ mm, 29 – 34 m high;
- angle struts diam. 1016 mm;
- fasade tie diam. 508 mm, wall thickness $g = 25 - 45$ mm;
- weight of main steel structure 12 000 t;
- weight of auxiliary steel structure with the mast (needle shaped) 2 400 t (mast with equipment 190 t);
- weight of steel cables with connectors 1 700 t;
- total length of the cables 37 000 m;
- outer aluminium façade ca 22 000 m²;
- surface of fixed roof over the tribune ca 50 000 m²;
- surface of outer roof ca 6 000 m²;
- surface of closed roof ca 10 000 m²;
- surface of glass roof ca 4 000 m².

Top view and cross section see Fig. 3.

The contractors were obliged to present the suitable production capacity to manufacture steel structure, cables and diaphragm. The updating of the information submitted by the contractors could not exceed five years. The working documentation was delivered by the orderer, the National Centre of Sport. The contractor prepared the workshop documentation with necessary calculation, technical specification of delivered elements and materials, quality material certificates and results of material tests. The important part of the delivered documentation was design of method statement.

Static diagram – load distribution. Different arrangements in the form of the so called spoke wheel are creating one complicated structure. In section the inner roof over the play ground is easy to recognize as spoke wheel with one band and one central hub. The band consists of two stretched rings of the outer

structure. The mast (needle shaped) acts as a central hub. In horizontal projection the four bundles of lower radial cables supporting the mast settle down as the diagonal of the play ground. The conception of spoke wheel in the outer part structure was realized by means of two compressed rings and two stretched rings connected by crossing radial cables. The upper compressed ring was replaced by the façade tie of the carrying cable which by intermediation of the inclined angle strut rest on the lower compressed ring. The whole radial force originating from lower and upper radial carrying cables was transmitted to the compressed ring and as horizontal component of radial force to the foundation. Between two stretched rings there were inserted compressed struts which together with 10 m long cantilevers compose the support of the glass roof and simultaneously compose the roof inner edge. In this way the span of roof structure attains 91 m.

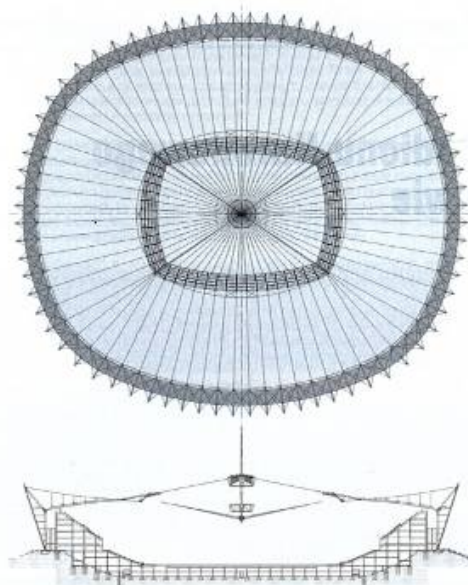


Fig. 3. Top view and cross section

The snow load causes increase of force in upper radial cables and simultaneously decrease of prestressed force in lower radial cables. In case of load caused by wind suction the principle is opposite. Both types of loads exert influence as well on vertical as on horizontal support reactions.

Workshop design – establishing of geometry. In the construction system there is no possibility to correct geometrical deviations of cables or steel items. Structure prestressing is based exclusively on workshop geometry of manufactured items and corresponding tolerances.

The length of cables was determined taking into consideration the influence of cone slide and so called cable creeping. In case of big diameter cables additionally had to be taken into account the tension by the first loading. Due to limited possibilities of pulling equipment the cables could not be subjected to preliminary stretching with total work load. In the frame of tests there was determined the summary total value of cable plastic elongation by reaching the primary work load which was subtracted during marking and cutting the cables. The whole series of tests due to lack of time were carried out simultaneously at Trento University, in FMPA Stuttgart and in DMT Bochum¹.

Often determination of steel structure workshop geometry was reduced to preliminary elongation of compressed ring and columns and to preliminary shortening of stretched items in order to get the demanded geometry after imposing the full load on erected items. But in this case the geometry according to workshop design had to take into account the influence of restraining. The columns (a) and the inclined angle struts (b) together with façade ties (c) compose a triangle. This elements are shown on Fig. 4.



Fig. 4. Triangle of the main pipe elements

In the final position the façade ties are stretched and two remaining items are compressed. The façade tie is connected with adherent column and angle strut by welded joint executed on site (bolted or pin joints were impossible to execute on account of large stretching forces). Before applying load on the structure those joints are forcing moments appearance in triangle corners, which can be totally eliminated only by the repeated opening. The lower triangle corners were released from moments in the process of welding by previously placing in the

¹ FMPA - Material Prüfungsanstalt – Universität Stuttgart, DMT – Bochum – Zerstörungsfreie und Zerstörende Seilprüfstelle.

triangle the connecting beam – the façade upper angle strut. The upper corners will be released from moments after full loading.

The supports were initially horizontally appropriately shifted according to rigidity of particular foundations and horizontal supporting forces in order to equalize shifting under the influence of full load.

Steel structure. Items of steel structure anchoring cable system (column bases, columns, compressed ring, angle struts, façade ties) were manufactured by Cimolay company in Italy. Particular problems created fabrication of compressed ring pipe: bending and welding (wall thickness 80 mm) produced of steel S460. Frontal sheets for pipe items were prepared with thickness allowance and were machined before welding in the zone of welded joint to smooth the sheet roughness and to equalize the thickness tolerances. After welding of frontal sheets to pipe elements, but still before machining, the pipe segment were precisely positioned with application of Laser Track device in order to get accurate position and correct connection angle. These segments were supported in order to eliminate deflection or deviation at the ends under their proper weight. As complementation to precise measurement of single items in workshop, 5 sequent segments each time were initially assembled together on supports regulated hydraulically by servo-motors in order to equalize deflection originating from proper weight.

Hanging items of structure were manufactured in Poland by Mostostal Zabrze (struts of stretched rings, glass roof and diaphragm arches) and by Zakłady im. Cegielskiego in Poznań (needle shaped mast).

The central point of the inner roof is the central mast (needle shaped), suspended over the center of the play ground and supporting the whole movable roof. From this mast bundles of roof cables radiates and this mast support diaphragm garage in which the roof diaphragm is stored in closed position. The lifting devices with hoisting cable winches permit to lower video screens nearly to play ground level. Automatic interlocking system with hydraulically actuated pins is fastening screens on the mast. To prevent destruction of inner roof carrying items in case of fire all video-screens were equipped with automatic anti fire devices. To assure transport to service platform by videoscreen there is the manlift from level of playground to platform. Simple-hanging lift is integrated with video-screens supporting structure in order to enable access to the mast during conservation works. Starting from the design and finishing on execution the whole mast structure dead weight (together with diaphragm garage and video-screens - total weight 190 t) should be incessantly controlled to avoid surmounting of permissible forces in the cables supporting the inner roof.

On the upper tip of the mast carrying structure is situated the central knot where on the possibly smallest surface 60 radial cables are fastened. (Fig. 5 and 6). To diminish the knot diameter the anchored cables were split into two layers. Before starting knot manufacturing the trial model was executed to determine welding technology and feasibility of execution of welded joints with difficult access. Part of knot horizontal sheets unnecessary from the static point of view was removed in order to reduce the weight. As a result an interesting geometry was received, optically resembling to rosette which will be visible by opened diaphragm garage.



Fig. 5. Central knot, for 60 radial cables fortен (rosette)



Fig. 6. Central knot seen downwards

From each of the four corners of the main roof 3 cables lead to the mast lower knot (drg. No 18). In corner knots of the stretched ring these cables are in horizontal position, however at connections with the mast they change the position to vertical. Due to this fact each cable has a different angle connection and the easiest method of obtaining such position was to apply a casting.

The casting of lower knot weighing 18 t is the heaviest connector of the cable system. Together with connectors of the stretched rings and cable clamps they were manufactured in Cividale SPA foundry in Italy. Castings, see drg. 7, with complicated geometry were modeled and spatially analysed by applying program Nastran.

Organisation of inspection and supervision. To guarantee the high quality of stadium roof steel structure and its conformity with technical specification the method of control and supervision was worked out. Inspection process was carried out according to construction stages.

The technical specification was elaborated by sbp designers and it composes part of the working documentation. It concerns the delivery, erection anticorrosion protection of steel structure, roofing, complementary works,

organisation of inner work taking-over, programme of production and expedition.

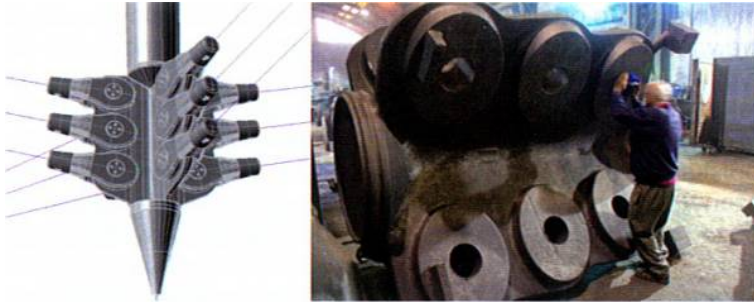


Fig. 7. Cast steel footing – the heaviest connector of the cable system – weight 18 t

Manufacturing and delivery of elements. The sequence of particular elements manufacturing of was coordinated with the erection demands. This coordination was indispensable to maintain the erection continuity and to conform demands imposed by static conditions, relating to all stages of erection works. Insufficient surface of storing area and necessity of maintaining roads mobility on the building site necessitated to respect strictly delivery sequence. It should be noted that on the building site there were carried out simultaneously several different types of works: earth works, reinforced concrete works, erection of steel structures. The weight of prefabricated steel structure main items attained 60 t, its length 30 m and its width 15 m.

For erection works even 60 cranes with capacity up to 600 t were simultaneously used. The works were carried out round the clock, seven days a week.

By acceptance of materials the following procedure had to be verified:

- conformity of delivery with sequence, time schedule and its completeness;
- eventuality of transport damage (deformation, defect of anticorrosion coating);
- documents of delivery;
- notification of eventual remarks to the manufacturer and assurance of proper unloading and storing on right places.

Before starting the erection process the following procedure had to be noted:

- checking of foundations or supporting structure – this facts had to be certified in due reports with enclosed survey statements;
- construction site and access roads handing over taking into account subsoil load capacity and pressure exercised in the process of structure prefabrication and in erection process;

- informing the teams working in the vicinity about dangerous conditions connected with erection activity, possibility of its exclusion or reduction.

Method statement design. Before starting the erection or prefabrication works the contractor was obliged to submit the method statement design accepted by the construction designer and by the supervision of National Centre of Sport. The structure stability had to be checked in different stages of erection as well as the strength of heavily loaded elements to assure the safe conditions of work (scaffoldings, safety devices, ect.). From the beginning of production process through all its stages up to erection, adjustment, intermediate and final acceptance of works there were checked all conditions determined by the designer in technical specification.

The required accuracy of manufacturing and erection of steel structure required all elements to be erected under geodesy surveing, by contractor and designer participation. Erection deviations were analysed taking into consideration tolerances determined in design and standards and later according to designer's directions were corrected or accepted in relation to supposed conditions. In fabrication plant the main structure elements were subject to trial assembly and after satisfactory result of the test were subject to finishing (Fig. 8). Dimensions and complicated shape of these elements disabled to correct them on the building site. In Cimolai SPA plant all 72 pieces of the compressed ring were subject to trial assembly: pipes diam. 1 800 mm, g = 80 mm (wall thickness), 12,5 m long, weight ca 50 t, with different angle of flange to connect ring segments. The accuracy obtained by applying technology and manufacturing conditions resulted in achieving the tolerance plus minus 2 mm on the total length of the compressed ring ca 900 m long.



Fig. 8. Trial assembly of the compression ring

Inspection of anticorrosion protection and structure erection. An important factor of inspection was anticorrosion protection of steel structure and cables. Because in reception documents delivered by the manufacturers included protocols of execution of anticorrosion protection coating (surface preparation, weather conditions during painting process, reference surfaces, measurement of coat thickness), checking on the site was limited only to transport damages, protection of welded erection connections, coating defects due to impact or friction. Efforts were undertaken to eliminate direct contact of carbon steel structure with stainless steel structure. Clamping items fastening different elements against damaging anticorrosion coating had to be equipped with different spacers protecting structure and cables.

Erection correctness of steel structure fragments and assemblies was currently checked. The inspection enclosed:

- completeness and correctness of bolt connections;
- completeness and correctness of welded connections;
- compatibility of element's geometry and location with design and calculation model.

Foundation settlement was initially measured in two weeks intervals, later in one month intervals and finally every three months. The results were compared with previous measurement. In 2011 when construction load increased the uniform settlement of 2 mm per year was observed. The geodesy measurement of foundation settlement are carried on all the time.

Safety of work was analysed and controlled during the whole erection process. It referred to erection technology, risky and hazardous activity. In particular the subject of control contained:

- permission of work for workers employed 1 m above the ground level certified by special medical examination;
- good quality of utilised scaffolding and equipment to prevent accidents
- validity of material and element certificates;
- proper qualification of workers engaged to assembly protecting devices;
- schooling of workers in such a way as to enable them to understand the necessity of applying safety devices;
- cooperation of “alpinists” (erectors working with alpinist equipment) with other erectors;
- marking of dangerous zones and precluding access of persons not engaged in erection activity.

Above mentioned activity was constantly supervised by management and industrial safety services.

General technical specification of execution and acceptance of construction works. Specification was worked out by designers of elevation wall steel structure and steel cable roof structure: JSK Architekci, GMP and sbp. It contained detailed description of stadium structure cover. This solution is described by sbp authors in this copy “Inżynieria I Budownictwo”.

Erection of steel structure. As the first step of Steel structure erection was erection of steel columns supporting the compressed ring. These columns were temporarily fastened to concrete construction. The temporal support was carried out in such a way that columns were initially outside deflected what enabled erection of compressed ring elements, manufactured with suitable initial elongation (see workshop geometry). By closing the ring the supports of nearby items were set in a way assuring in early morning hours the gap ca 50 mm wide – exactly so to enable inserting of missing element of the compressed ring. After centering the item and inserting the bolts the gap 50 mm wide disappears due to ring items elongation caused by temperature increase.



Fig. 9. The closing ring



Fig. 10. The gap by closing ring

Having closed the compressed ring it was possible to start the erection of already earlier prepared and connected angle struts and façade ties.

Their weight caused serious outer deflects of the ring. By leaving some of the temporary supports the overload of ring items was eliminated. Simultaneously the support configuration had to be incessantly checked to enable free thermal deformation of the ring. It excluded temporary overload of supports and reinforced concrete structure.

Previously prepared items, connected angle struts and façade ties were fastened to compressed ring by pins and welded on the site to column bases. During this operation the control points fixed on top of the each façade tie were continuously monitored with respect to ambient temperature and position of

compressed ring. The correct geometry necessary for the execution of welded joints was set by applying hydraulic equipment, which by pushing the façade ties upstairs caused the turn of the whole assembled item round the pin and in this way enabled adjustment of its position.

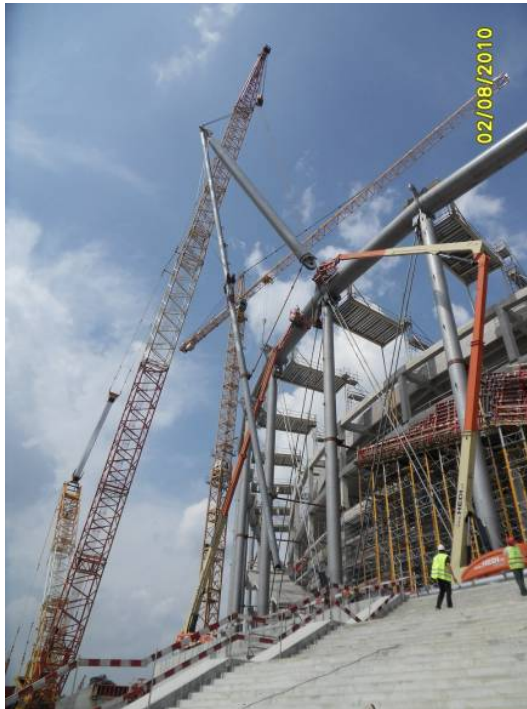


Fig. 11. erection of the angle strut and facade tie

Both the method statement design of cable structure and its execution in December 2009 when the temperature reached -20°C demanded from the designers and the contractors the highest professional standards.

The whole proper weight of the inner roof rest on four corner knots of the lower stretched ring. After lifting up of the mast the cables which directly did not carry its weight were loaded only in the final faze of the stretching process. To maintain the suitable balance of radial forces on the compressed ring during cable system erection, proper technology of prestressing had to be worked out which in result of application the cables different stretching speed in particular axis assured equalization of forces transmitted from the inner roof.

The initial geometry resulted from the starting position of upper central knots (needle shaped mast) on the one hand and from the limited flexibility of stretched ring thick cables on the other hand. To enable the assembly of cables near the ground level and taking into account the play ground plate load

capacity it was decided to set the mast initially at the bottom of the underground garage. Execution of suitable hole in play ground plate enabled the immersion of the mast with upper central ring on a depth permitting setting cables of lower stretched ring partially from the lower tribune level. The geometry of cable configuration was set in such a way that cables of stretched ring arranged ca 1,5 over tribune steps simultaneously complied with their geometry. In case of upper ring cables scaffoldings 5 m high were indispensable. Stretched rings struts were inserted in gaps between scaffoldings. Due to this fact during the faze of structure lifting up no horizontal cable shifting was possible. The accuracy of cables geometrical arrangement on the site played an important role and had to be strictly observed. Owing to such solution it was possible to lift up the cable system from the scaffolding nearly vertically. Repeating changes in load carrying by cable system during stretching process resulted that some of the cables temporarily were visibly hanging down.



Fig. 12. Preparation of the cable roof to Big Lift



Fig. 13. Big Lift

The stabilization of needle shaped mast by radial cables of the inner roof nearly devoid of forces. Prestressed forces which value resulted out of design appeared in them and in the upper stretched ring only after nearing to final position at the end of stretching process.

To assure the necessary state of safety during diaphragm erection the calculations were carried out taking into consideration the suitable erection fazes of roof covering. In connection with this analysis there were made tests in the aerodynamic tunnel considering the erection critical stages. The erection process was determined in a way eliminating in possibly highest degree the wind load on diaphragm free edge which reduced risk of diaphragm destruction during erection. Moreover it was revealed that snow load on the roof diaphragm partially covered may cause high tension in wind braces.

To enable obtaining proper form of stadium roof spatial steel structure and of aluminium net outer elevation it was indispensable to respect strictly conditions and prescriptions imposed by the designer and to adhere dimensions in conformity with permissible deviations. One must note that taking into account the shape of the structure not all deviations were determined in standards. Due to this fact some problems had to be solved by the designer.

In the first stage of erection many items had to be initially shifted in relation to theoretical axis. Only after imposing the load by erected items they could take the proper position. As an example it is possible to mention the columns supporting the compressed ring. In the first stage of erection those columns were initially set up as radially shifted outside. By manufacturing and erection the ambient temperature was taken into consideration causing element elongation. By structure regulation as fiducial temperature $+8^{\circ}\text{C}$ was assumed.

The regulation of main or closing items (lateral bracing, compressed ring, ring supporting columns) was carried on in designer's presence, who analysed deviations confirmed by geodesic measurement and their conformity with calculation model. Measurement protocols were enclosed to acceptance documents after works finish.

Structure geodesic measurement undertaken were during the erection activity and observation of foundation settlement under the columns and formed the complete real image of the object and its location.

Manufacturing of steel cables cooperating with steel structure and supporting stadium roof diaphragm was a different problem.

Steel cables designed by sbp in the frame of the working design were manufactured by Redaelli Tensotec Engineering in Gardone Val Trampe in Italy.

Cables diameters varied from 17 mm to 150 mm depending on localisation and loads. The thickest cables are carrying radial roof cables (diam. 140 mm), cables supporting the mast (diam. 145 mm), cables supporting lateral bracing (diam. 100 mm) and compressed ring cables (diam. 125 mm). for cables manufacturing there were used round wire and zed shaped wires. All cables used for stadium construction were certified by Research Institute of Roads and Bridges in Poland.

The important problem was the anticorrosion protection of cables to guarantee the effective safeguard during the whole life service. Round wires were galvanized according to DIN 2078 standard and zed shaped wires were coated with galftan in hot-dip process (galftan composition: zinc-aluminium-composite metal). Quality control of cables enclosed dimensions, tension and zinc coating adhesion.

By cutting the cables on suitable length segments the contractor took into consideration the elongation determined on the base of test results and temperature influence. The exact length of cables, points of anchorage were calculated after achieving examination results. On the base of delivered points system lengths of cables were calculated, determined location of fixing points on cable's ends and only having finished these action the decision of cutting the cables was undertaken. This activity was very important because later there is no possibility to change the final length of cable with endings. The tolerance of total cable length attains 0,01 % and permissible deviation of clamp fixing is 2 mm. Length deviation of 10 m long cable can not exceed 2 mm (0, 02 %)

Steel GS18 was applied for production of cable seats, anchorage and connectors. Seat systems for cable connectors must be approved by independent institution.

Stadium roof and central mast (needle shaped). Parameters describing materials of roof diaphragms are specified in the table below.

Table 1

Information concerning materials for roof diaphragms

Parameter	Fixed roof	Closed roof
Type of fabric	Glass fibre coated by teflon (PTFE)	Polyester coated by PVC
Manufacturer	Saint Gobain USA fabric produced in France, diaphragm produced in Thailand	Fabric produced in Ferrari in France, diaphragm produced by KFM in Edersleben near Leipzig
Trade name	Scherfil II	Precontraint 1302
Information concerning incombustibility	ITB – 11.03.2010	French institute and ITB 21.12.2010
Classification of fire resistance	Incombustible, non ignitable, non flaming droplet	Incombustible, non ignitable, non flaming droplet
Range of work temperature	- 30 + 70 ⁰ C	- 30 + 70 ⁰ C
Specific weight	1150 g/m ²	1950 g/m ²
Light permeability	12 = 14 %	8 %
Noise damping	15 dB	

The main roof – over tribunes, all around the whole stadium. Its surface attains 50 000 m². The roof diaphragm was produced of fabric glass fibre coated by PTFE. Is incombustible, non ignitable and non flaming droplet fabric. It consists of 72 fields stretched on arch construction supported by 72 carrying cables. Drainage is carried out by cavity on roof surface in radius axis (cables in these axis are inclined by ca 10⁰). Water is evacuated through pipes situated near the compressed ring.

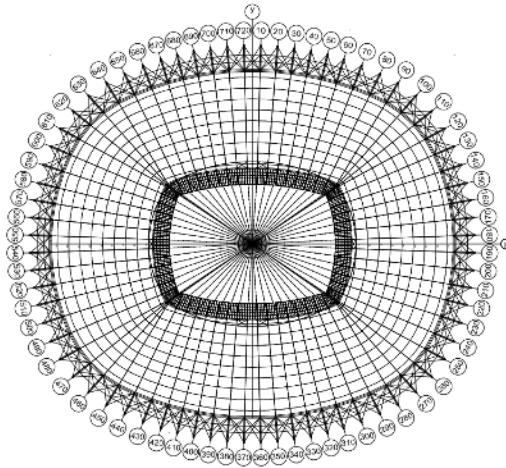


Fig. 14. Top view of the roof



Fig. 15. The main roof – glass fibre cated by PTFE

The outer roof – from the compressed ring to outer aluminium façade. The same material was used as for the fixed roof. The roof surface attains 6 000 m² and is 6,75 m wide. The diaphragm is stretched on the structure in the same way as the fixed roof.

The glass roof – on the border between tribunes and the sport ground is ca 10,8 m wide with the surface of ca 6 000 m² Double layer adhesive glass VSG was used as roof material. Each layer is 8 mm thick. The roof is inclined in direction of gutters placed at roof outer edge to enable the drainage.

The inner roof – retractable roof: closed covering the sport ground and opened (hidden in the shelter). Roof surface ca 10 000 m² The material used for its production is PVC.

The roof is suspended by means of slide carriages on 60 cables diam. 60 mm and diam. 55 mm. The drainage is achieved due to slope of radial suspension of diaphragm on cables (inclined by 12°).

The roof is shut and opened by means of driving system consisted of 15 slide carriages and 1 driving carriage fixed on all 60 cables. Driving carriages are travelling together with the rope pulled by system of rollers. The rope is coiled on hoisting winch of the driving unit.



Fig. 16. Inner roof closed

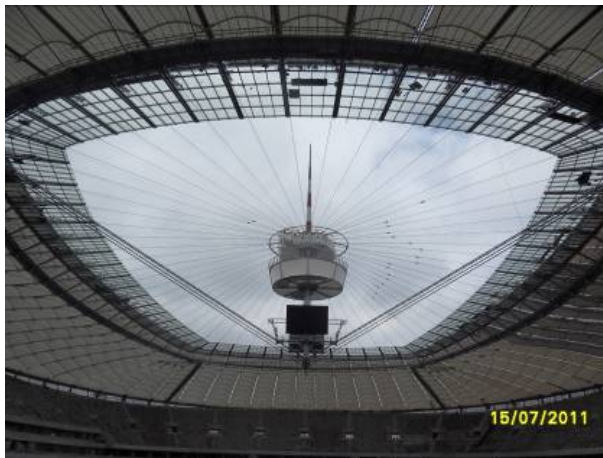


Fig. 17. Inner roof opened

Because length of cables are different in different axes and the roof diaphragm should be uniformly unfold the speed of driving carriages and consequently the speed of coiling cables on drums has to be synchronised. This is one of the function of the computer program operating roof shutting and opening.

Safety reasons and factors influencing durability of diaphragm coating forbid (according to manufacturer's instruction) the following activity:

- roof spreading in temperature below 0° C: taking into consideration practical reasons as limiting temperature should be taken as $+5^{\circ}$ C;
- roof spreading when wind speed exceeds 7 m/s, the roof is stable if it is fixed after spreading, during the process of spreading it is sensitive to wind activity;
- opening and shutting of roof during rainfall.

The computer program operating roof shutting and opening does not permit to start this activity in dangerous conditions. Information concerning temperature, rainfall, wind velocity are transmitted from weather station situated on the roof. It is advisable to get information about weather forecast one hour before beginning of roof shutting or opening.

An important element of roof covering structure is the mast (needle shaped). Its lower end is situated ca 30 m above turf level and upper end ca 100 m above turf level. The main part of the mast (needle shaped) is the stem (pipe like) Its shape is adjusted to its function.

The lower part to which the cables are connected (4 bundles, 3 cables in each bundle, diam. 145 mm) is the footing supporting the whole mast. The footing is manufactured as cast steel item (Fig. 7 and 18). Due to its importance it was checked by three independent research institutes.



Fig. 18. Cast steel footing supporting the central spire

The lower part of the cone stem mast with diameter from 1 070 mm to 1600 mm. In its upper part it changes its shape to cylindrical with wall thickness 30 mm. In the middle of the mast the ring is situated (see drg. No 5 and 6) to which cables of roof middle part (60 cables diam. 55 mm and diam. 60 mm) are fixed.

The garage is situated on the mast where roof can be stored. This garage is vertically displaced on mast guides. In the lower part of the mast the supporting structure of four large screens (6x9 m) is situated.

Façade. The façade consists of red-silver alternately arranged panels manufactured of cut drawn anodized aluminium sheets fastened to steel truss placed just behind these sheets. The truss from one side is connected by articulated joint with main façade tie from the second side suspended to upper panel. This untypical chain brings to an end on the height of the one before the last panel where forces by means of hangers are transmitted to façade tie. The whole system creates flexible, light structure permitting to assure the transparency condition.

The structure supporting façade is connected in an interesting way with the diaphragm small roof covering cascade stairs and promenade.



Fig. 19. Erection of the facade elements

For quick-acting connection of panels produced of cut-drawn anodized aluminium sheets is used the specially designed clamp. As material for this clamp was applied anodized aluminium sheet. This fastening detail had to fulfill production tolerances demands foreseen for drawn sheets.

In façade and panel calculation had to be taken into consideration panel meshes caused by icing what seriously influenced the value of wind load.

Conclusions

The stadium construction proved that the responsibility for the total designing process containing not only the full working design but for erection calculation, checking of workshop documentation, author's, investors and contractor's supervision during production and erection phase is the key factor contributing to final success of such enterprises.

The inner movable roof with only one cables layer adapted to winter conditions, glass bracket roof fastened to the flexible inner edge of cable roof and inspiring span of the main roof is the milestone in designing and construction of light prestressed structure of roof cover. One can say that the National stadium in Warsaw is an important contribution to modern stadium architecture.

(Some parts of the article are based, with authorization of the authors, on the article by K. Göppert, L. Haspel).

Надійшла до редколегії 22.08.2012 р.

УДК 624.01

The National football stadium in Warsaw

Adam Reichhart, Dr hab. inż.

Rzeszów University of Technology, Poland

Анотація. У даній роботі представлені нові тенденції розвитку у проектуванні спортивних споруд. Основна увага приділяється проектуванню мембран, які підтримуються тросами та мають форму, подібну до велосипедного колеса. Принцип велосипедного колеса прийнятий та застосований для конструкції навісу Національного стадіону у Варшаві. Надаються та демонструються у вигляді креслень основні концепції використаних конструктивних рішень, створених проектувальниками. Також у роботу включено додаткові ескізи та фотографії, у тому числі такі, що демонструють монтаж вибраних елементів конструкції.

Аннотация. В данной работе представлены новые тенденции развития в проектировании спортивных сооружений. Основное внимание уделяется проектированию мембран, которые поддерживаются тросами и имеют форму, подобную велосипедному колесу. Принцип велосипедного колеса принят и применен для конструкции навеса Национального стадиона в Варшаве. Предоставляются и демонстрируются в виде чертежей основные концепции использованных конструктивных решений, созданных проектировщиками. Также в работу включены дополнительные эскизы и фотографии, в том числе такие, которые демонстрируют монтаж выбранных элементов конструкции.

Abstract. This article presents new development tendencies in the design of sports facilities. The main focus has been put on design of cable supported membranes shaped according to bicycle wheel principle. This principle has been adopted and applied in structural design of the National Stadium's roof in Warsaw. The core concepts of the solutions applied there are presented and illustrated with drawings and descriptions made by the designers. Additional sketches and photographs, including those presenting the assembly of selected elements of the structure are also included.

Key words: membrane, structure, type bracing, covering.

The technical and technological progress and development of new and improvement of existing methods of structure analysis are necessary conditions for development of forms and methods of shaping, construction and delivery of facilities.

Sports facilities are covered by particularly intensive development. Construction of new stadiums and thorough rebuilding of existing ones applies, most of all, to countries, which are hosts to Olympic games, world or continent cups. Such behaviour became a rule as early as at the end of the previous century. Application of this rule is imposed upon by international, organisations and main organisers of the events, who impose increasing standards upon the facility contractors. Among various facilities, demand for football stadiums is dominant. As far as football stadium designs are concerned, initially there was a

trend to build stadiums with covered stands on the entire circumference. In the 90s of the 20th century, they started to build closed facilities with opened roofs or sliding walls as multi-functional facilities [1]. The first such type of the facility is Civic Arena erected in Pittsburgh (USA) in 1961. Another facility was erected as late as after nearly 30 years and it was Sky Dome (presently referred to as Roger Center) in Toronto (Canada) in 1989. four years later the Japanese erected a multi-functional hall with a football pitch and opened roof. Next, the Dutch erected two football halls with horizontally sliding parts of the roof, which cover the football pitch: Amsterdam Arena in 1996 and Gerledome in Arnhem with an extendable reinforced concrete plate with a football pitch in 1998.

In the next years, the Japanese and Germans erected a lot of opened facilities. Mobile parts of roofs are usually covered with a light membrane made of coated fabrics of high strength and flexibility and suitable for use in most weather conditions. Japanese solutions are dominated by opening by way of sliding or rotating of appropriate segments of the enclosure. However, suspended covers with a centrally foldable mobile part of the roof into a suspended container, a so-called “garage” are most often used in Germany. A team of designers, namely schlaich bergemann und partner (sbp), specialised in designing of numerous varieties of the solution and designed the structure of cover of the stadium with an opened roof in Warsaw and numerous stadiums worldwide. However, the dominant trend is still to design stadiums without roofs above football pitches, but with canopied stands on the entire circumference, as is the case of stadiums in Ukraine and Poland.

The structures of German solution are often based upon a principle of a bicycle wheel. This principle has been known and applied for a long time. Zbigniew Makowski in [2] presented several facilities of the type, including the cover of a large pavilion of the USA found in the World Exhibition in Brussels in w 1958 (Fig. 1).

However, it was only with the possibility of use of membrane covers made of contemporary fabrics that qualities of covers improved and they could be used for covering of, among others, the above-mentioned stands and halls. One of the first and larger contemporary applications of the above-mentioned principle for the purposes of covering of stands on the entire circumference of the athletic stadium is Mercedes Benz Arena located in Stuttgart and designed by schlaich bergemann und partner (sbp) in 1993, (Fig. 2). An outline of structure used in this stadium is presented in Fig. 3.

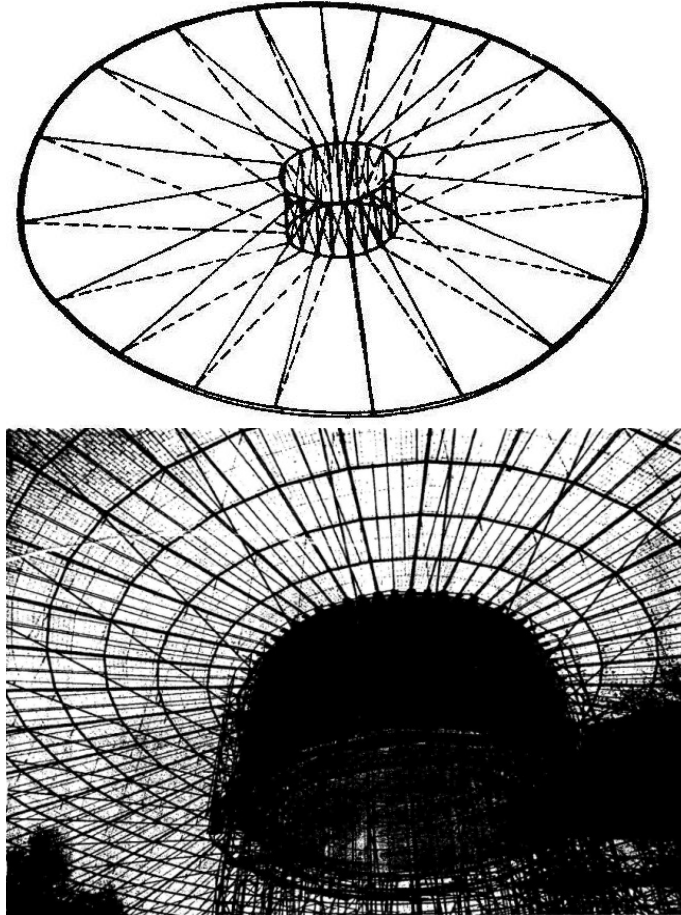


Fig. 1. An outline of a bicycle wheel-type structure used for covering of a large hall [2]

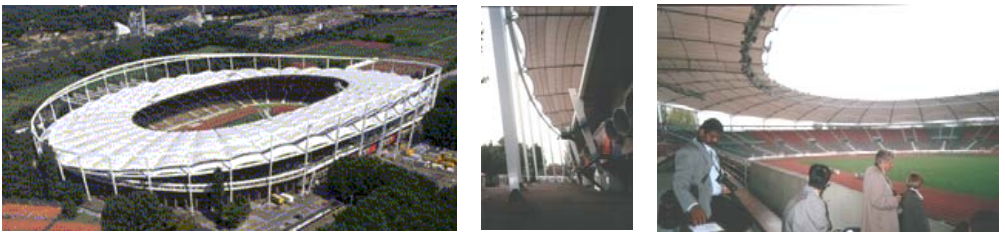


Fig. 2. Cover of the stadium stands in Stuttgart:
a) general view (Google: Stuttgart stadium), b) support structure with a bottom ring,
c) extendable line internal ring (Fig. 3b, c – photo: A. Reichhart)

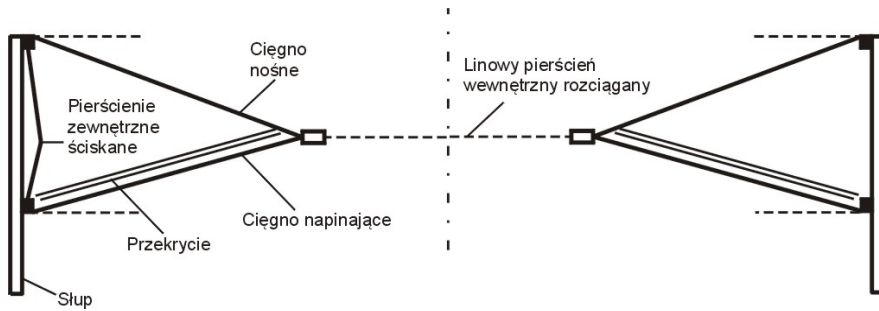


Fig. 3. A diagram of a single system of suspension strings balanced with external and internal rings

General description of the National Football Stadium in Warsaw. The National Football Stadium may hold approx. 58 thousand fans, it consists of a football pitch surrounded by stands on the entire circumference. The height of stands changes gently on the entire circumference – the highest stands are found in the middle of the pitch, the lowest stands are located at the corners and a little higher stands may be found behind the goals. This solution causes the upper edge of the stands slightly wave, which is repeated at the compressed ring of the main bearing structure of the stadium enclosure. The space under the stands has been used for various purposes (Fig. 4, table).

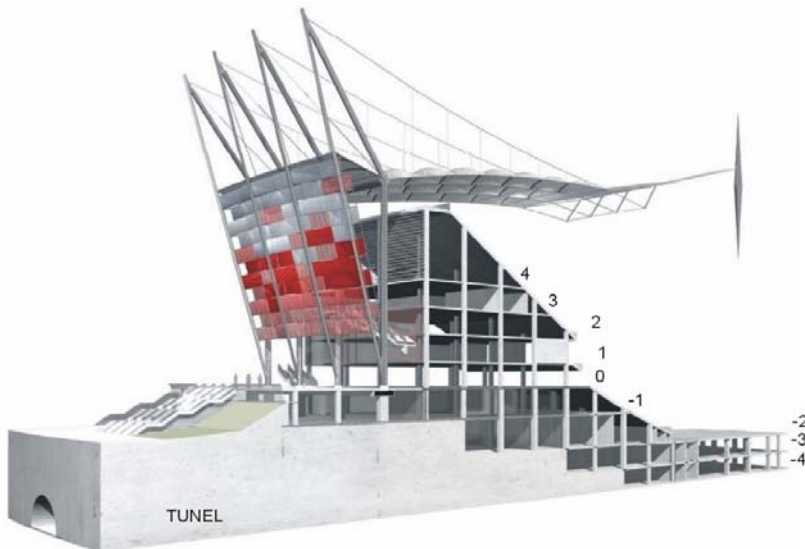


Fig. 4. A section of the facility and its use [4] - ©Konsorcjum Projektowe Stadionu Narodowego in Warsaw (J.S.K. Architekci Sp. z o.o. /grup International architects and engineers/ schlaich, bergemann und partner (sbp)

Table 1

Use of the space under the stands of the National Football Stadium

Level -4 and -3	Two-level car park for approx. 2000 vehicles, located under the football pitch
Level -3	Main entrances into the stadium from the Vistula River, a chapel, VIP reception desk and technical rooms
Level -2	The football pitch with natural heated and hydrated grass. Entrances with direct access to the football pitch. Cloakrooms for football players, a zone for warm-up for players. A press centre and car par for VIPs.
Level -1	A sports café, shop and fan club as well as restaurants and rooms for media
Level 0	The main promenade with shops, toilets, usable spaces and catering points suitable for the disabled. There is also a business club and restaurants.
Level 1	Office rooms, conference rooms, VIP lounges, including a lounge for the president and corporations. The command centre for security guards in the stadium. Rooms for commentators and media and restaurants
Level 2	Fitness club and conference spaces with a view of the nearby park. There are also VIP lounges, cafes and offices.
Level 3	The upper promenade with catering points, toilets and first aid points
Level 4	The highest part of the stands with a restaurant with the area of 1300m ² , at then height of 40m above the surrounding area, with a view of the Vistula and Old Town.

The structure of the stadium enclosure and fragments of its assembly. The whole of the stands constitutes an oval closed building. Together with the football pitch and stairs it is covered with an oval enclosure, which is not structurally connected with the building and includes a structure supporting a permanent roof above the stands and, with the aid of the roof, supporting a foldable roof above the football pitch. It was assumed that the cover would be designed in accordance with the bicycle wheel principle. The line structure of the permanent roof consists of 72 radial string girders, each of which is made of an upper bearing line and bottom tensioning line as connected by hangers and tightened by internal rings.

The stands are surrounded by an open-work white and red façade wall (fig.5).

It was assumed that the cover would be designed in accordance with the bicycle wheel principle. The line structure of the permanent roof consists of 72 radial string girders, each of which is made of an upper bearing line and bottom tensioning line as connected by hangers and tightened by internal rings.



Fig. 5. A view of the National Football Stadium in Warsaw

In the initial phase of the design it was assumed that enclosure of the stands would be made similar to a closed wicker basket. This concept allows for erection of a lighter structure, but it requires different structural solutions. In order to achieve similarity to a basket, they decided not to use an upper compressed ring. This made it necessary to convey force extending each bearing string to a lower compressed ring as well as the pole and foundations supporting the ring. The force was conveyed via a compressed brace based upon a junction connecting the ring with the pole and extended stay of the façade. Each brace has to be stabilised with a pair of stays connecting its summit with adjacent junctions of the compressed ring. The stay is imitated by a wicker straw and makes it possible to fasten elements of the façade (Fig. 6). The described modification did not change the essence of the support structure of the cover, although forces within the structure are directed to other ways.

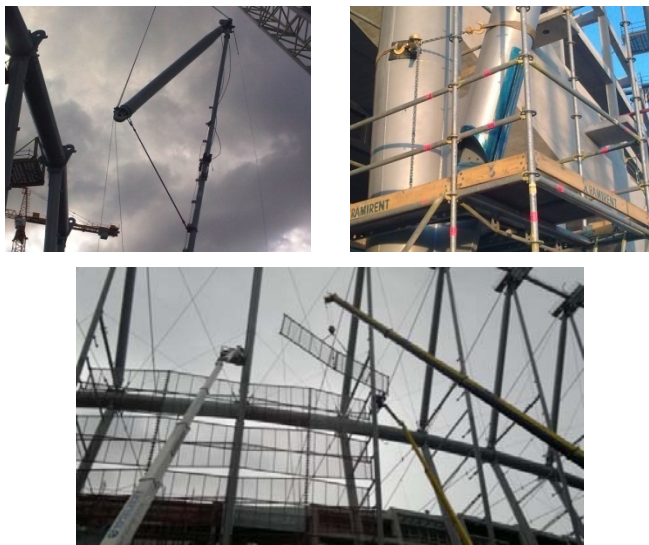


Fig. 6. A brace with stay ready for a bolt connection and bottom of the stay ready for welding; assembly of façade panels, stays stiffened by connections with poles

The basic steel bearing structure consists of a compressed ring at the level of tensioning strings based upon 72 poles as well as the already mentioned braces and stays. The system of the above-mentioned poles has only four pairs of fields between the poles with X type bracing. They were placed in the corners of the football pitch in order to eliminate undesired effects of wind load (Fig. 7).

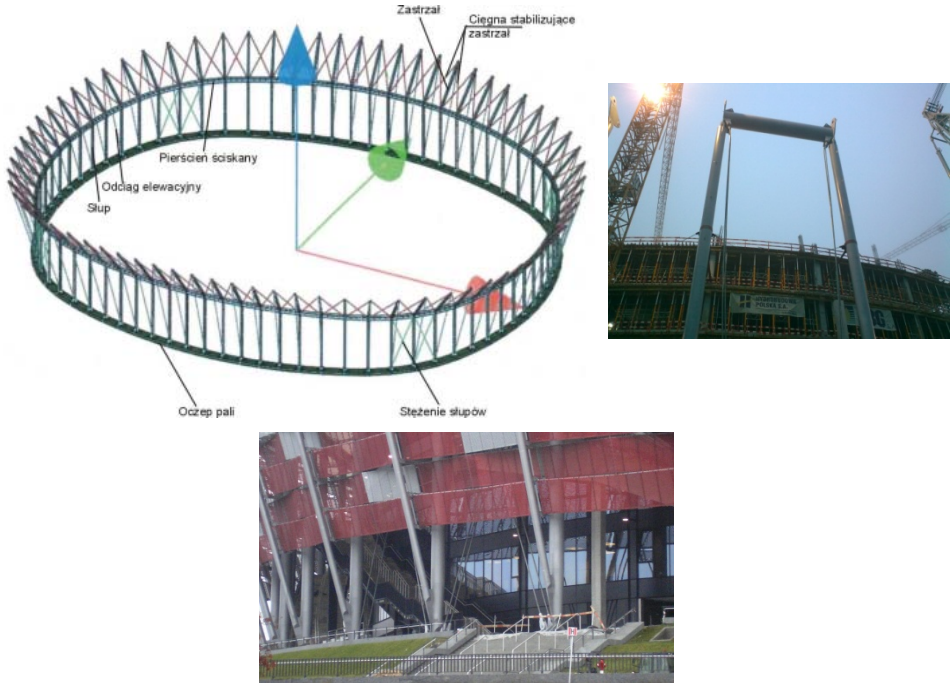


Fig. 7. The main bearing system of the suspension string structure of the roofs [4] – schlaich, bergmann und partner (sbp); the first field before bracing and the field braced in the facility

Use of an opened roof covering the pitch required further modifications of the basic structure of cover of the stands as compared to the structure of an open cover as in Stuttgart (Fig. 2). In the vertical axis of symmetry of the entire roof a suspended mast with an icicle was inserted in order to enable fastening of bearing lines of the foldable roof (Fig. 8).

In order to tie the roof lines above the pitch with the permanent roof lines as well as suspend the mast, they doubled the internal extendable ring and put it closer to the mast. The obtained two extendable rings were envisaged for balancing of forces in the permanent roof strings and the lower ring was to be used for suspension of the mast and the upper ring – for fastening of 60 bearing lines of the foldable roof. Line girders located on the opposite sides of the mast are mutually balanced (Fig. 9 and 11).

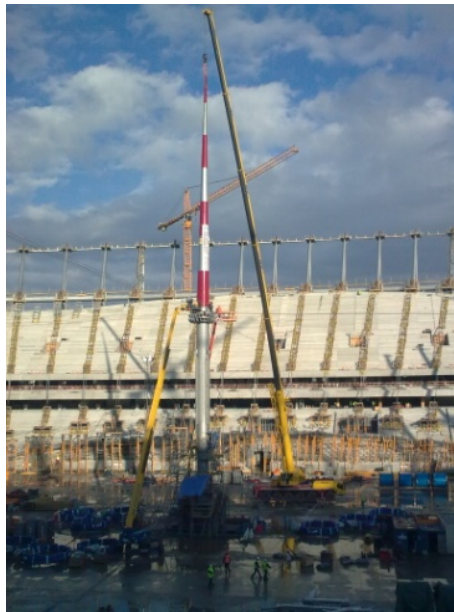


Fig. 8. The mast is composed of three parts: the bottom part with holders for suspension with the use of 12 lines, the medium part with two rings in the top part for anchoring of 60 lines of the foldable roof and; the entire structure before suspending

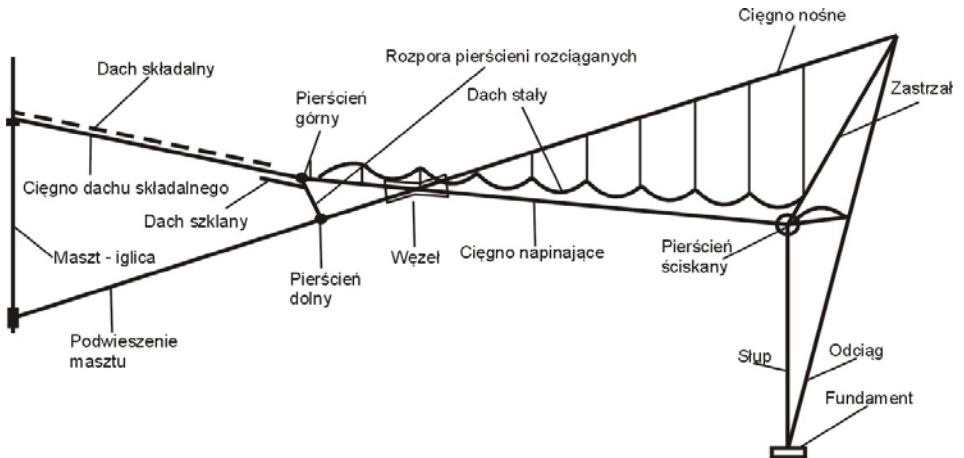


Fig. 9. An outline of line structure of a single girder of the permanent stadium roof cooperating with the foldable roof at the level of lines, which suspend the mast

The distance between the lower and upper internal line ring is maintained by spreaders (fig.10).



Fig. 10. Connection of lines of the permanent and foldable roof and tensioning of the lines, two rings with spreaders and three lines for suspension of the mast

The mutual stability of both rings is ensured by X type bracing, with two bracings on longer sides and one bracing on shorter sides.

The internal roof was assumed as a roof in a tent form with a centrally suspended icicle mast and its view resembling that of a rectangle. The rectangular shape was given by connecting four girders of the permanent roof in four points above the pitch corners. In these points, four sets of three lines for mast suspension were fastened (Fig. 11).

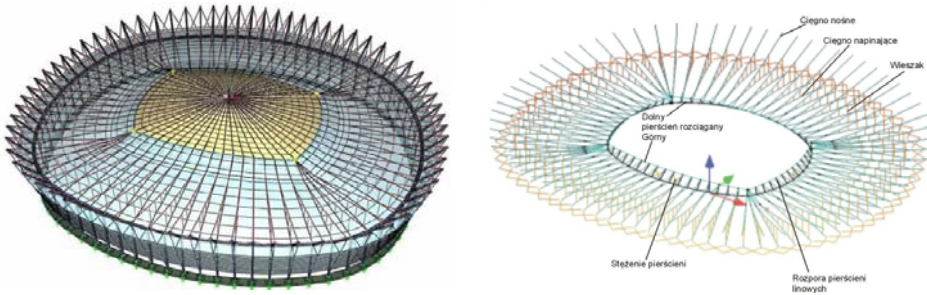


Fig. 11. A view of a complete rod and line system of the stadium enclosure structure and presentation of all strings suspended under the bearing structure, with exception of the internal roof; visible accumulation of strings in corners suspending the mast [4] – schlaich, bergemann und partner (sbp)

At the level of the extendable upper ring, bearing bracket elements of the glass roofs were fastened to the spreaders. The roof enables laying of the bottom edge of the membrane, which covers the pitch and pouring of water down the glass roof into a circumferential gutter. The bearing structure of the foldable roof is composed of 60 radial lines fastened in the upper part of the mast to two rings located at the distance of half a meter vertically from each other and to the upper extendable ring above the glass roof in the distance enabling extension of the suspended membrane to the bearing line (Fig. 12).



Fig. 12. Assembly of the glass roof brackets; above the glass roof there are visible lines of the foldable roof and anchoring elements; under the lower ring there is a visible connection of bearing strings with the strings, which suspend the mast

Anchoring of the foldable roof lines to the mast at two levels causes that waving of the fabric adjacent to the mast gradually disappears to disappear completely on the glass roof. During unfolding and folding, the membrane is fastened to the lines and moved appropriately with the use of sliding trolleys. The roof is unfolded and folded automatically and lasts approx. 18 minutes. The “garage” is closed at the top and lowered or raised as needed (Fig. 13).

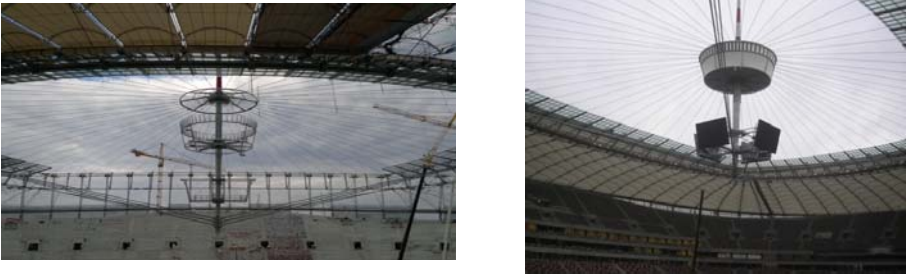


Fig. 13. A view of a partly covered permanent roof and mast with an icicle and rod structure of the garage; below telebims during construction and upon completion of construction with a closed foldable roof

The membrane of the foldable roof is made of polyester fabric in PVC coating with appropriate parameters. The foldable structure of the roof is made of a flexible fabric, which is creased when folded as a result of moving of the fabric along the tensioned radial lines. Due to hardening of PVC, it is prohibited to fold or unfold the roof at minus temperatures. The permanent roof was made of a glass fabric in PTFE coating. To the bottom tensioning line they fastened arcs with a stay giving the necessary curvature to the membrane coat of the permanent roof spread on the arcs. Both membrane roofs are connected via a glass bracket roof, which creates a transparent glass ring (Fig. 14).



Fig. 14. Suspended arcs with stays tensioning the fabric and folding of the fabric – staff is visible

Regardless of the mentioned benefits, splitting of the extendable ring makes it possible to create circumferential communications with four accesses and to distribute the installation. Water from the roof unfolded above the pitch pours down the glass roof, into the circumferential gutter and along the roof pavements into external drain pipes and container located inside the building (Fig. 15).



Fig. 15. One of the suspended bridges leading to the circumferential pavement with water gutters; permanent roof drainage in the vicinity of the main junction of the compressed ring with the pole and tensioning string

The façade is made of drawn and cut aluminium sheet in the form of open-work panels fastened with staggered joints to the pipe lattice. The wavy line of façade panels reach a little above the facility roof. The façade stay taking over wind load is connected with a stiff main pole (Fig. 16).

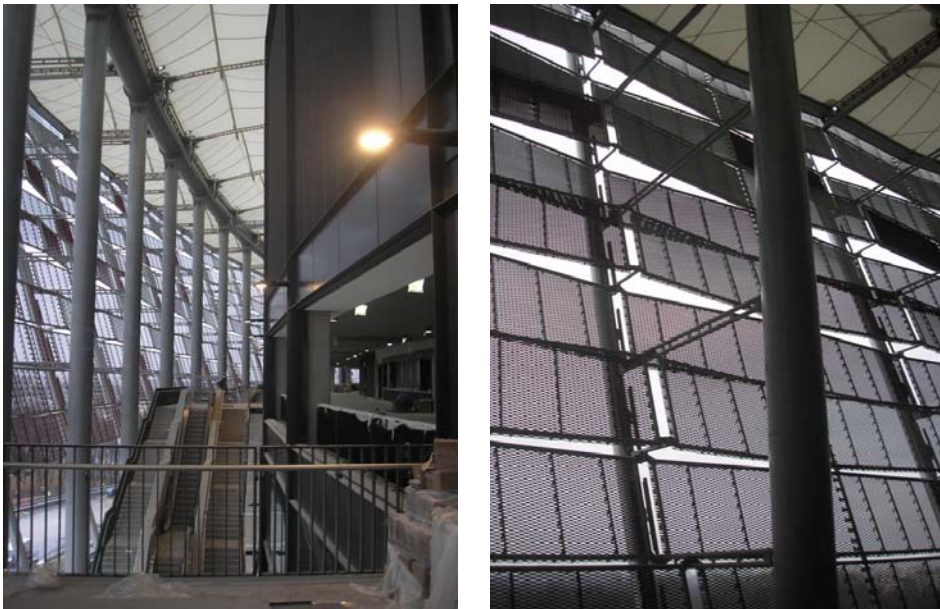


Fig. 16. Cascade stairs between the bearing structure and stands; wind-proof fixing of the stay, which supports the façade

Literature

- [1] *Kazuo Ishii*: „Structural design of retractable roof structures” WIT Press 2000.
- [2] *Makowski Zygmunt*: Steel Space Structures MICHAEL JOSEPH London 1965.
- [3] *Göppert Knut, Haspel Lorenz, Winkler Andrzej*: National Stadium in Warsaw General Description of the Structure, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska z.58 (1/11), Rzeszów 2011.
- [4] *Reichhart Adam, Göppert Knut, Haspel Lorenz, Winkler Andrzej*: Przekrycie i obudowa piłkarskiego Stadionu Narodowego w Warszawie. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 6/2012.

Надійшла до редколегії 9.08.2012 р.

УДК 624.074.5

Работа металлической стеновой конструкции с применением структурного модуля

Сиянов А.И., к.т.н.

Винницкий национальный технический университет, Украина

Аннотация. В рамках реализации инновационного проекта возведения многофункционального торгового комплекса центральной городской застройки предложено применение крупноразмерного структурного модуля в составе пространственной металлической стеновой конструкции. Современными программными средствами создана стержневая компьютерная модель и выполнен расчет регулярной конечно-элементной системы. Исследованы полученные параметры напряженно-деформированного состояния и выявлены опасные участки модульной структуры с позиции активной загруженности опорных элементов и местного отклонения срединных узлов.

Анотація. У рамках реалізації інноваційного проекту зведення багатофункціонального торгового комплексу центральної міської забудови запропоновано застосування великорозмірного структурного модуля у складі просторової металеві стінової конструкції. Сучасними програмними засобами створено стрижневу комп'ютерну модель і виконано розрахунок регулярної скінченно-елементної системи. Досліджено отримані параметри напружено-деформованого стану і виявлено небезпечні ділянки модульної структури з позиції активної завантаженості опорних елементів і місцевого відхилення серединних вузлів.

Abstract. Within the framework of realization of innovative project of erection of multifunction trade complex of central town building application of the large size structural module is offered in composition a spatial metal wall construction. Modern programmatic facilities are create a framework computer model and the calculation of the regular certainly-element system is executed. The got parameters of the tensely-deformed state are investigational and the dangerous areas of modular construction are educed from position of active work-load of supporting elements and local rejection of middle knots.

Ключевые слова: металлические пространственные стержневые конструкции, стеновое ограждение, структурный модуль, компьютерное моделирование, расчет, параметры напряженно-деформированного состояния.

Введение. Постановка задачи. Металлические модульные конструкции имеют широкое применение в сфере современного строительства. Из блоков полной заводской готовности проектируются и возводятся крупноразмерные многофункциональные комплексы, отличающиеся высокой несущей способностью, экономичностью, зрелищностью и уникальностью конструктивных решений. Изготовление объемных модулей ведется с применением современной техники и новейших технологий, что позволяет в кратчайшие сроки получить готовую продукцию достаточно высокого индустриального качества. Часто

используемая стержневая структура является удобной для создания модулей со значительной номенклатурой геометрических форм и размеров, способствующих проектированию разнообразных и востребованных строительных конструкций. Преимущественно стержневые модули применяются в качестве несущих элементов каркасов зданий и сооружений различного назначения. Однако сравнительно мало внимания уделяется модулям, которые после объединения в систему играют роль ограждающих конструкций. Разработки отдельных авторов привлекают своей оригинальностью, но требуют глубокого и всестороннего изучения. Поэтому из имеющихся, и вместе с тем нереализованных предложений нужно выбрать такие, которые будут отвечать отмеченному требованию и по результатам проведенных исследований могут быть успешно внедрены в практику строительства.

Анализ последних работ. В данной работе заострено внимание на упомянутом ранее [1] структурном модуле, который разработан отечественным изобретателем и сравнительно недавно защищен патентом Украины [2]. Модуль прошел апробацию при проектировании пространственной конструкции на железнодорожных путях [3], исследован в системе покрытия автозаправочной станции [4], проверен в расчетах применительно к другим объектам.

Выделение нерешенных ранее вопросов и ожидаемые результаты. В настоящее время апробированный модуль оказался приемлемым в качестве участка стенового ограждения многофункционального торгового комплекса современной городской застройки. Так, заказчик, анализируя тенденции применения нестандартных решений в отечественной и зарубежной практике, всерьез заинтересовался оригинальной структурой стержневого модуля и изъявил желание распространить его на регулярную стеновую систему. В ходе изучения предложенной геометрии ограждающей конструкции возникли вопросы, связанные с особенностями работы, расходом материалов и возможностью сопротивляться действующим нагрузкам. Ожидалось, что их решение позволит получить информацию о значимости и пределах использования такого модуля в различных стеновых системах.

Цель работы. Применительно к размерам реального проекта принято решение изучить закономерности работы ограждающей конструкции с использованием стержневого модуля без диагонального элемента из плоскости граней.

Конструктивное решение. Наибольшая проекция геометрической фигуры участка, отведенного на исследуемый блок, представлена прямоугольником с размерами $H \times L = 20 \times 30$ м. Ячейки (модули) образованы

продольними и поперечними стержнями, стойками и раскосами. Длина диагонального элемента в плоскости граней равна 5,1 м. Размер модулей $h \times l = 5 \times 5$ м, толщина $t = 1$ м, угол наклона раскосов к поясам в гранях $11,31^\circ$ (рис. 1). Блок включал 129 стержней, 62 узла, в том числе 32 опорных. Стеновое ограждение шарнирно крепилось к рамам каркаса здания. Система предполагала применение трубчатых профилей с максимальным размером поперечного сечения $80 \times 80 \times 4$ мм.

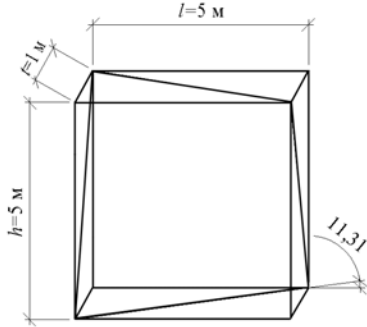


Рис. 1. Геометрическая схема модуля

Определение расчетных нагрузок. Конструкция стенового блока, состоящая из модулей полной заводской готовности, предназначена для выполнения ограждающих функций. Поэтому расчетными нагрузками служили собственный вес и статическая составляющая давления ветра. На основании исходных данных о реализации проекта и ныне действующих норм выбран район с такой характеристической нагрузкой W_0 , которая отвечала местности со средним значением ветрового давления в Украине [5]. Найденная по нормам распределенная нагрузка

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

с учетом срока службы здания и значений коэффициента C_h изменения давления ветра по высоте переведена в сосредоточенные силы, приложенные в узлах. Перевод осуществлен обычным способом посредством умножения нормированной нагрузки на вычисленные грузовые площади:

$$F_{m1,5} = W_{m,5} A_1 = W_{m,5} h (l/2); F_{m1,10} = W_{m,10} A_1 = W_{m,10} h (l/2);$$

$$F_{m1,20} = W_{m,20} A_1 = W_{m,20} l (h/2); F_{m1,15} = (F_{m1,10} + F_{m1,20}) / 2;$$

$$F_{m2,5} = W_{m,5} A_2 = W_{m,5} l h; F_{m2,10} = W_{m,10} A_2 = W_{m,10} l h;$$

$$F_{m2,15} = ((W_{m,10} + W_{m,20}) / 2) A_2 = W_{m,15} l h.$$

Остекление играло роль присоединенной массы, поэтому его несущая способность не учитывалась.

Компьютерное моделирование и расчет. Стержневая конструкция, в основу которой положен предложенный модуль, представлена для исследования в виде построенной программными средствами [6–8] компьютерной модели. Имея размеры модуля, определены координаты узлов пространственной ячейки. Соединение их элементами и последующее копирование в горизонтальном и вертикальном направлениях позволило получить заданную систему стенового ограждения (рис. 2).

2 - ветровая нагрузка

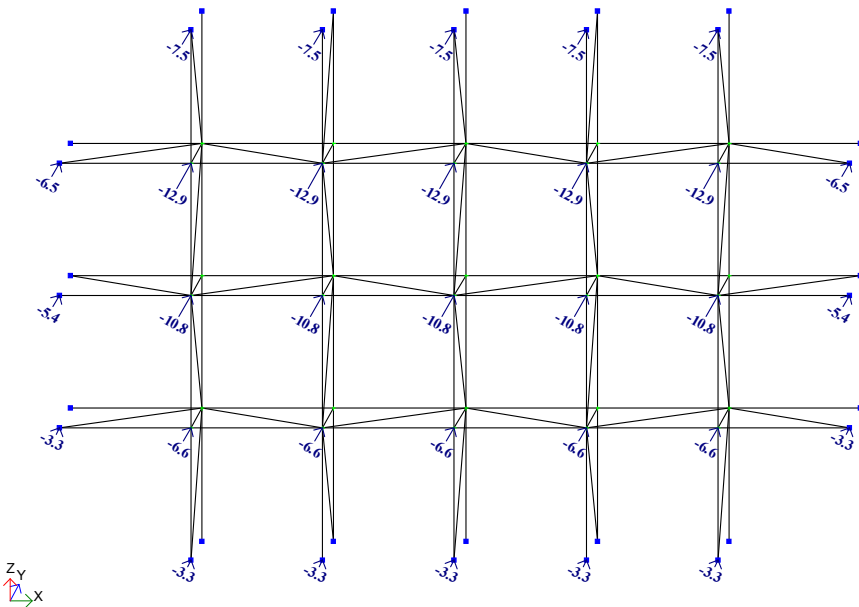


Рис. 2. Схема стержневого блока

Крепление конструкции к рамам каркаса здания осуществлялось с помощью связей, что обеспечивало ее геометрическую неизменяемость. Причем наложенные связи запрещали отдельно взятые линейные перемещения узлов.

Предварительная жесткость элементам назначалась путем задания параметров трубчатых профилей с автоматическим расчетом собственного веса. Нагрузка от ветра, указанная ранее, прикладывалась сосредоточенно в узлах.

Созданная компьютерная модель стенового ограждения рассчитана методом конечных элементов.

В результате выполненных вычислений сформированы схемы работы конструкции с цветовыми оттенками и соответствующими диаграммами, которые наглядно отразили параметры напряженно-деформированного состояния структурного блока. К тому же параллельно созданная компьютерными средствами развернутая числовая информация компактно структурирована и представлена в табличных данных.

Полученные усилия в стержнях и заданный материал позволили осуществить и визуализировать необходимый подбор геометрических характеристик труб каждому элементу.

Результаты расчета. Анализ результатов произведен на основании выявленных силовых факторов и параметров деформирования.

Усилия в элементах определены в горизонтальном, вертикальном и наклонном направлениях.

Величина и знак силового фактора соответственно указывали на степень загруженности и характер работы элементов. В частности наибольшей величиной характеризовались внутренние продольные силы конструкции.

Деформирование системы, закрепленной по контуру, фиксировалось в линейном горизонтальном направлении.

Благодаря наглядности схем, полученных в цветовом исполнении, определены опасные участки исследуемой структуры.

Абсолютный максимум продольных сил (усилий) выявлен в опорном растянутом раскосе верхней зоны стенового ограждения, где наблюдалось реально ощутимое давление ветра. На том же уровне по высоте, но уже смежные опорные раскосы в силу их уязвимого расположения в плоскости граней оказались максимально сжатыми. Остальные участки стержневой системы отличались сравнительно меньшей силовой загруженностью. Вместе с тем в срединной зоне на ячейку ниже зафиксированы вертикальные элементы с достаточно большими усилиями растяжения и сжатия.

Величины максимальных продольных сил в элементах стенового ограждения по разным направлениям в пространстве представлены в таблице 1.

Таблиця 1

**Максимальные продольные силы в элементах стенового ограждения
в зависимости от направлений расположения их в пространстве**

Направление расположения элементов		Максимальные продольные силы в элементах, кН			
		опорных		серединной зоны	
		растяжение	сжатие	растяжение	сжатие
Продольное	X	+43,40	-31,43	+15,80	-21,81
Поперечное	Z	+44,73	-48,96	+45,29	-41,13
	Y	+0,00	-0,00	+0,05	-12,94
Наклонное	X	+38,14	-50,00	+15,80	-9,45
	Z	+78,54	-72,65	+25,72	-28,48

Приведенная выше информация свидетельствует о наибольшей загруженности только некоторых опорных элементов и не вызывает сомнений в работе конструкции. К тому же следует отметить еще одну особенность, заключающуюся в том, что горизонтальная протяженность блока обеспечила на каждом уровне по высоте отдельным рядам в срединной зоне равномерное распределение усилий между элементами в продольном направлении.

Однако сформированная программными средствами информация о работе элементов не позволила оценить степень уязвимости тех участков системы, которые наиболее отдалены от опор. Именно они являлись чрезвычайно опасными с позиции пространственной жесткости стенового ограждения и могли повлечь за собой нежелательное искривление формы конструкции. Впрочем, перемещения, полученные настоящим расчетом, не выявили проблем в изменении геометрии рассматриваемой структуры и в целом оказались достаточно приемлемы для нормальной работы системы. Участки с заметно выдвинутыми узлами определены в пределах срединной зоны и наглядно представлены деформированной схемой. Наибольшие перемещения узлов, вызванные действием ветра, зафиксированы в линейном горизонтальном направлении. Причем максимальное отклонение от вертикали получил центральный узел на пересечении главных осей симметрии. Остальные перемещения узлов не оказали должного влияния на деформированное состояние конструкции.

В таблицу 2 внесены величины максимальных перемещений узлов стенового ограждения.

Таблиця 2

**Максимальные перемещения узлов стенового ограждения
в зависимости от направлений расположения их в пространстве**

Направление перемещения узлов		Максимальные перемещения узлов, мм	
		контурных	срединной зоны
Горизонтальное	<i>X</i>	0,62* 0,00**	0,90
	<i>UX</i>	3,40* -0,77**	-1,45
	<i>Y</i>	0,00* 0,00**	19,15
	<i>UY</i>	-0,18* -0,04**	-0,06
Вертикальное	<i>Z</i>	0,00* 0,69**	1,02
	<i>UZ</i>	0,97* 2,31**	1,32

Примечание. *: ** – контурные большая и меньшая стороны

Знак «минус» перед некоторыми наибольшими значениями угловых перемещений вызван полным наложением линейных связей на одну пару опорных узлов, расположенных на расстоянии 1 м, что привело к несущественному повороту рассматриваемой конструкции относительно осей *X* и *Y*, но, вместе с тем, обеспечило геометрическую неизменяемость системе.

Другие особенности, выявленные в результате анализа полученных схем деформирования, носили малоинформативный характер и не позволили сформулировать каких-либо закономерностей.

Выводы

В рамках реального проекта исследована работа металлической стеновой конструкции с применением структурного модуля без диагонального элемента из плоскости граней.

На основании данных о размерах и действующих нагрузках выполнено компьютерное моделирование и осуществлен расчет крупноразмерного блока.

Произведен подробный анализ представленных цветовых схем силовых факторов и параметров деформирования пространственной стержневой модели.

Результаты расчета позволили выявить опасные зоны стенового ограждения с позиции активной загруженности опорных элементов и местного отклонения срединных узлов.

На действия ветрового давления сильно отреагировали верхние наклонные элементы, в которых зафиксированы максимальные усилия растяжения и сжатия. Менее загруженной оказалась срединная зона, однако в отдельных ее вертикальных элементах выявлены достаточно большие внутренние силовые факторы.

Иная ситуація проявилась в параметрах деформування конструкції. Из рассмотренных участков стержневой модели наиболее опасное линейное выдвигание получила зона расположения срединных узлов. Именно они вследствие давления ветра ощутимо переместились в горизонтальном направлении. Причем больше всех от вертикали отклонился центральный узел стенового ограждения.

Литература

- [1] Сіянов О.І. Про доцільність використання нового положення структурного модуля в металевому просторовому стрижневому покритті / О.І. Сіянов // [«Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського»]. – К.: Вид-во «Сталь», 2010. – Вип. 6. – С. 249–265.
- [2] Патент 58064С2 України, МПК 7 Е04С3/08, Е04В1/343, 1/344. Просторовий блок покриття / Сорочан В.Л. (Україна). – № 2002097186; Заявл. 04.09.02; Опубл. 15.02.05. Бюл. № 2. – 4 с.
- [3] Риндюк В.І. Використання металевих просторових конструкцій для запобігання руйнівних процесів в передмостових спорудах / В.І. Риндюк, О.І. Сіянов, С.Й. Шаманський, Т.Ю. Романець // Будівельні конструкції. [«Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць»]. – Київ: ДНДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 211–215.
- [4] Сіянов О.І. Структурна металева конструкція покриття з новою формою просторової чарунки / О.І. Сіянов // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. [«Збірник наукових праць»]. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 296–303.
- [5] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи / Мінбуд України. – К.: Вид-во «Сталь», 2006. – 60 с.
- [6] Лантух-Лященко А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Учеб. пособие / А.И. Лантух-Лященко. – К.-М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.
- [7] Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учеб. пособие / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
- [8] Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. ЛИРА: <http://www.lira.com.ua>

Надійшла до редколегії 09.08.2012 р.

УДК 624.014:614.8:351

Методика предотвращения прогрессирующего разрушения стальных конструкций на основе критериев техногенной безопасности

Гайдаенко А.С.

ПАО «Авдеевский коксохимический завод», Украина

Анотація. Систематизовані дані екологічних досліджень для визначення джерел агресивної дії на будівельні конструкції будівель і споруд в умовах коксохімічного виробництва. Встановлені критерії прогресуючого руйнування металоконструкцій під впливом корозійних впливів. Запропонована структура управління системою технічного обслуговування і ремонту основних виробничих фондів за показниками стійкості конструктивних форм. Розглянуті технічні рішення, що забезпечують підвищення довговічності основних металоконструкцій і рівня техногенної безпеки виробничих об'єктів. Обґрунтований методичний підхід для запобігання небезпеці прогресуючого руйнування базових конструкцій за встановленими критеріями енергетичного потенціалу виробничих об'єктів.

Аннотация. Систематизированы данные экологических исследований для определения источников агрессивного воздействия на строительные конструкции зданий и сооружений в условиях коксохимического производства. Установлены критерии прогрессирующего разрушения металлоконструкций под влиянием коррозионных воздействий. Предложена структура управления системой технического обслуживания и ремонта основных производственных фондов по показателям стойкости конструктивных форм. Рассмотрены технические решения, обеспечивающие повышение долговечности основных металлоконструкций и уровня техногенной безопасности производственных объектов. Обоснован методический подход для предотвращения опасности прогрессирующего разрушения базовых конструкций по установленным критериям энергетического потенциала производственных объектов.

Abstract. The systematic data of the ecological investigations are systematized for determination of the sources of the corrosion attacks for building structures and constructions in the coking-chemical industry. The criteria of metal structure progressive failure under corrosion attack are specified. The structure of controlling the system of the maintenance and repair of the main production facilities according to the resistance indices of structures is proposed. The technical solutions providing the prolongation of the main steel structures durability and the level of the man-caused safety of the industrial facilities are analyzed. The methodological approach for prevention of the progressive failure of the basic structures risk by the specified criterion of the power budget of the industrial facilities is justified.

Ключевые слова: стальные конструкции, критерии разрушения, техническое обслуживание.

Введение. Показатели надежности и безопасности конструкций и сооружений зависят от режима эксплуатации производственных объектов. Проявления техногенных факторов, вызывающие повреждения и отказы конструктивных элементов, характеризуются типом материала и назначением конструкций, объемно-планировочными решениями, видом используемой энергии, напряженно-деформированным состоянием и параметрами эксплуатационных воздействий.

Порядок выполнения анализа и оценки рисков объектов повышенной опасности определен законодательством Украины, а также нормативно-методическими указаниями [1,2]. С позиций энергоэнтропийной концепции опасности [3] различаются три источника воздействий:

- действие энергии окружающей среды, включая человеческий фактор;
- внутренние источники энергии, связанные с технологическими процессами режима эксплуатации и работой отдельных конструктивных элементов;
- потенциальная энергия, накопленная при изготовлении и возведении объекта.

В материалах многочисленных исследований [4 - 8] представлены обобщенные модели механизма снижения несущей способности и разрушения в зависимости от различных сочетаний нагрузок и воздействий.

Целью данной работы является: разработать методику предотвращения прогрессирующего разрушения стальных конструкций в условиях коксохимических предприятий на основе критериев техногенной безопасности.

Коксохимическое производство характеризуется весьма высокой агрессивностью атмосферы предприятия, термическими воздействиями на рабочие органы машин и конструкции, абразивностью коксовой пыли, адгезией к поверхности аппаратуры, конденсата, смол, фусов и т. п. Комплекс производственных воздействий вызывает прогрессирующее разрушение, выход из строя металлоконструкций и оборудования, является причиной внезапных аварий, увеличивает техногенную опасность производства, наносит ущерб окружающей среде и приводит к значительным экономическим потерям.

Анализ рисков коррозионного разрушения конструкций и сооружений. Объектом исследования являются стальные конструкции основного производства коксохимического предприятия: транспортные галереи, мосты коксового газа, опоры межцеховых коммуникаций и обслуживающие площадки коксовых батарей как потенциальные источники техногенной опасности рассматриваемого производства [9].

Статистический анализ данных коррозионного состояния произведен по материалам обследований, выполненных в период с 1972 - 2004 г.г. ПКБ «Коксохимпроект» на 289 объектах (рис.1).

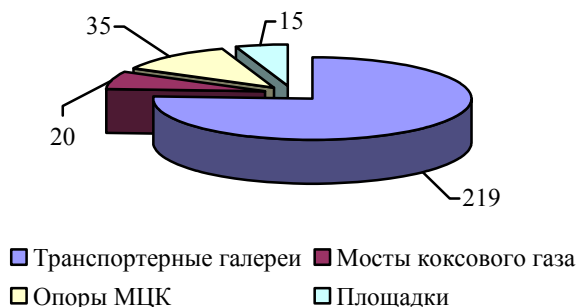


Рис. 1. Количественный состав конструкций и сооружений коксохимических предприятий по данным обследований

Категории технического состояния транспортерных галерей коксохимических предприятий по признакам коррозионного разрушения представлены на рис. 2.

Определение приемлемых уровней рисков включает использование методики аварийной диагностики для объектов повышенной опасности.

Жизненный цикл любой аварии на промышленном предприятии включает этапы инициирования, развития, выхода за пределы аварийного блока, локализации и ликвидации последствий.

Этап инициирование аварии. Аварии происходят при возникновении вполне определенных (не произвольных) условий. Происходит накопление причин, таких как проявление конструктивных недоработок, технологических дефектов, ошибок персонала в процессе эксплуатации и т.п., до тех пор, пока мера этой совокупности не достигнет определенного порога.

Этап развития аварии. Особенность аварий – цепной характер их протекания, когда разрушительное действие иницирующего события многократно усиливается вследствие вовлечения в процесс энергонасыщенных объектов коксохимической технологии. Это цепной процесс разрушительного высвобождения собственного технологического энергозапаса.

Етап распространение аварии. Характеризуется высвобождением веществ, энергии, сильным воздействием на персонал и окружающую среду различных опасных факторов, присущих данному типу производства. В результате этапа распространения последствия аварии достигают максимальных размеров социально-экономического ущерба.

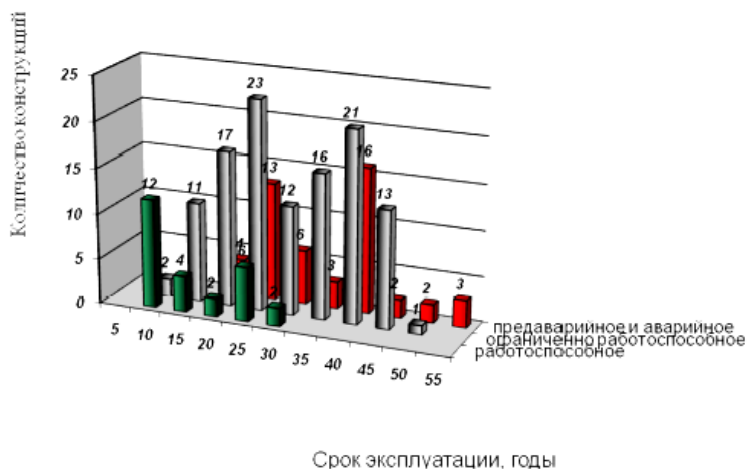


Рис. 2. Техническое состояние транспортерных галерей коксохимических предприятий

Этап ликвидация последствий аварии включает период с момента локализации до полной ликвидации аварии и её последствий. Авария считается закончившейся в тот момент, когда прекратилось влияние опасных факторов, характерных для данной ситуации, предотвращены условия, вызывающие угрозы для жизни и здоровья людей.

Расчетная оценка срока службы при прогрессирующем разрушении конструкций. Основными задачами диагностики аварийного состояния стальных конструкций являются:

- определение зависимости коррозионного износа основных элементов конструкции при прогрессирующем разрушении;
- оценка изменения несущей способности конструкции (объекта) во времени;
- контроль параметров напряженно-деформированного состояния для разработки мер по обеспечению работоспособности с учетом установленного срока службы объекта.

Срок эксплуатации коксовых батарей составляет 40 лет, что определяет временной интервал эксплуатации безаварийной работы основных металлоконструкций коксохимического предприятия. Обработка статистической информации о техническом состоянии основных металлоконструкций коксохимических предприятий проведена на основе пакета прикладных программ STATISTICA.

Транспортерные галереи углеподготовительных и коксовых цехов были разделены на две категории по степени влияния агрессивной среды (средне- и сильноагрессивная) в зависимости от источников энергетического и химического воздействия: коксовой батареи, тушильной башни, установки сухого тушения кокса и др.

Статистическая обработка данных интенсивности коррозионного износа выполнена для основных элементов транспортерных галерей с учетом энергетических и химических воздействиях объектов коксохимического производства (рис. 3 – 6).

Полученные зависимости характеризуют процесс коррозионного разрушения в зависимости от конструктивных, технологических и эксплуатационных факторов и срока службы элементов конструкций. Полученные данные по степени коррозионного износа позволяют определить периодичность и количество ремонтных восстановлений элементов конструкции на основе оценки рисков методики аварийной диагностики производственных объектов.

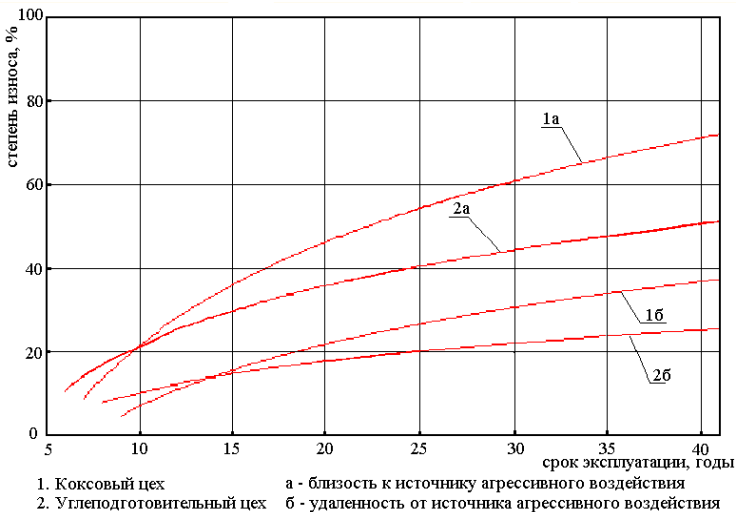


Рис. 3. Сравнительная характеристика коррозионного разрушения ферм верхнего пояса транспортерных галерей

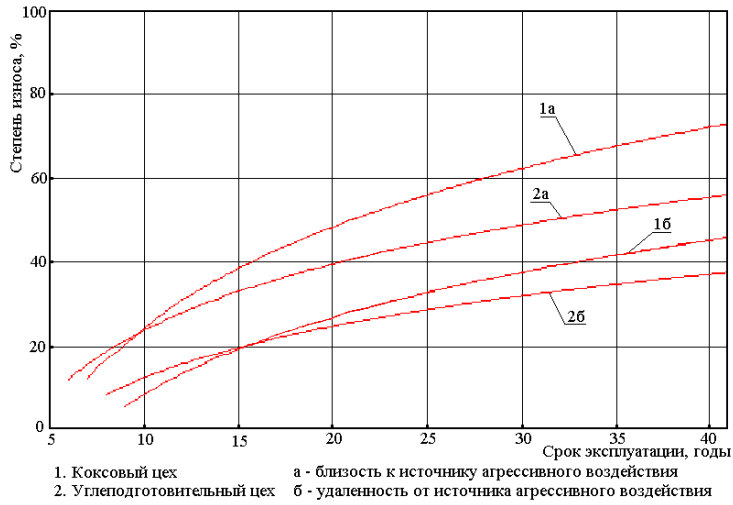


Рис. 4. Сравнительная характеристика нижнего пояса ферм транспортных галерей

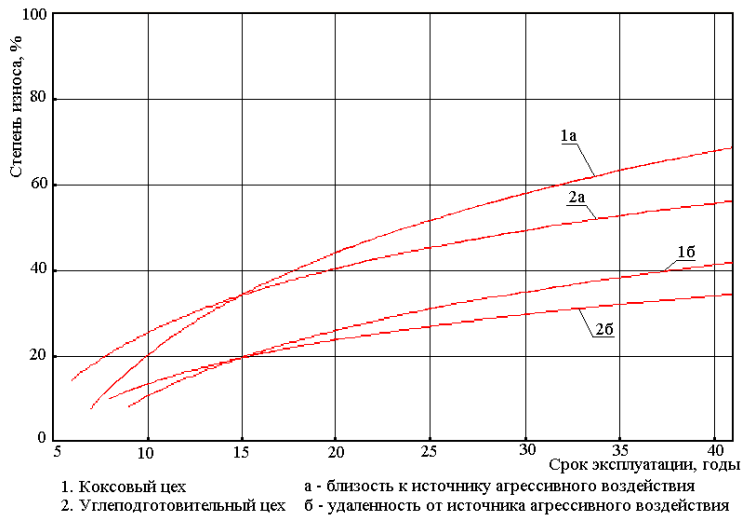


Рис. 5. Сравнительная характеристика коррозионного разрушения балок покрытия транспортных галерей

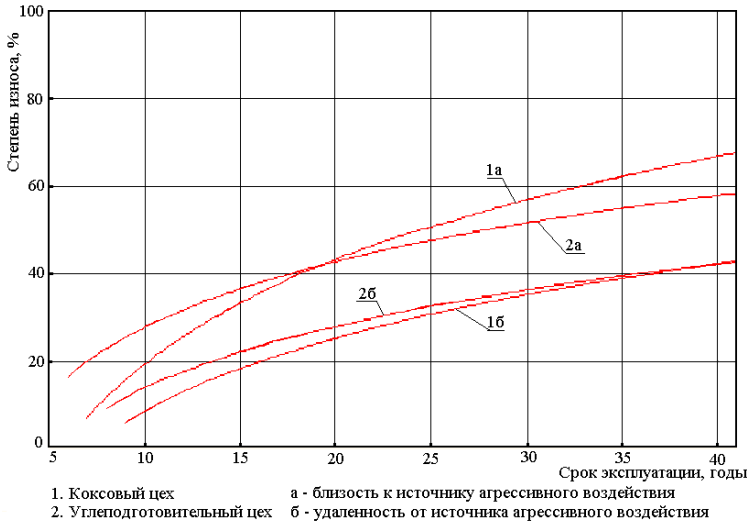


Рис. 6. Сравнительная характеристика коррозионного разрушения балок перекрытия транспортерных галерей

Разработанная стратегия управления ТОиР основных металлоконструкций учитывает надежность конструкции и комплекса технико-экономических показателей производства. Обоснован выбор критериев оптимальности периодичности восстановления.

В общем виде планируемые периодичности ремонтов для любого момента «жизни» конструкции и ее элемента определяется по формуле:

$$T \approx M(\tau) - kS(\tau), \quad (1)$$

где $M(\tau)$ и $S(\tau)$ – соответственно математическое ожидание и средне-квадратическое отклонение периодичностей ремонтов; k – коэффициент временного упреждения, гарантирующий восстановление с учетом техногенной безопасности объекта.

Коэффициент временного упреждения k зависит от уровня техногенной опасности объекта, ответственности объекта (конструкции) и агрессивности режима эксплуатации объекта. Для оценки коэффициента временного упреждения используются диаграмма (рис. 7) с заданными параметрами:

- ответственности объекта – принимается в соответствии с нормативной документацией (для значений угла наклона $\alpha = 30^\circ$ – пониженный уровень ответственности, $\alpha = 45^\circ$ – нормальный, $\alpha = 60^\circ$ – повышенный);

- агресивності среды ($y = 0$ – неагресивная; $y = 0,1$ – слабоагресивная; $y = 0,2$ – среднеагресивная; $y = 0,3$ – сильноагресивная);
- уровня техногенной опасности объекта, $U = [0 \dots 4000]$.

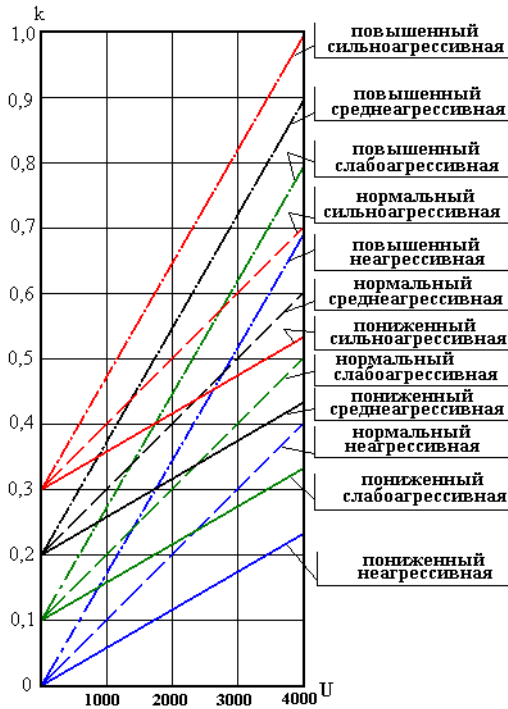


Рис. 7. Номограмма для определения коэффициента временного упреждения периодичности ремонтного восстановления

Использование номограммы позволяет получить расчетную характеристику коэффициента временного упреждения для планирования ремонтных работ с учетом уровня техногенной опасности, ответственности объекта по назначению и влияния коррозионной среды.

Выводы

Рассмотрены особенности прогрессирующего разрушения стальных конструкций зданий и сооружений коксохимических предприятий. В результате системного анализа техногенных факторов сформулированы основные этапы методики диагностики аварийного состояния объектов повышенной опасности, включающие оценку коэффициента временного упреждения и определение сроков ремонтного восстановления конструкций.

Выявлены статистические закономерности коррозионного износа, что позволяет устанавливать приемлемые уровни рисков на основе анализа критичности отказов с учетом расчета показателей техногенной опасности объектов в коррозионных средах.

Литература

- [1] ДБН В.1.2-14-2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – 30 с.
- [2] Методика визначення ризиків та їх прийнятних рівнів для декларування об'єктів підвищеної небезпеки. – Київ, «Основа», 2003. – 192 с.
- [3] Малкин В.С. Надежность технических систем и техногенный риск. / В.С.Малкин. – Ростов н/Д: Феникс, 2010. – 432 с.
- [4] Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. / Райзер В.Д. – М.: Стройиздат, 1995. – 352 с., ил. – (Надежность и качество).
- [5] Перельмутер А.В. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов., Єгоров Є.А., Корольов В.П., Лантух-Лященко А.И., Оглобля А.И.— К.: УІНСІЗР, 2002. — 132 с.
- [6] Ройтман В.М. Стойкость зданий против прогрессирующего разрушения при комбинированных особых воздействиях. Общий подход и метод оценки. В сб. докладов тем. научн.- практ. конф. «Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан». Россия, Москва, МГСУ, 09-10 ноября 2005 г., с. 8-17.
- [7] Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. / А.В.Перельмутер. Научн. Изд-ние. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 256 с.
- [8] Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. /Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Королёв В.П., Оглобля А.И., Рухович И.Р., Филатов Ю.В. – К.: Изд-во “Сталь”, 2008. – 463 с.
- [9] Гайдаенко А.С. Влияние технологических факторов на безопасность эксплуатации конструкций зданий и сооружений. / Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій. Під заг. ред. засл. діяча науки і техніки України, д.т.н., проф.. О.В.Шимановського.// Науковий збірник, вип. 7. – Вид-во «Сталь», Київ, 2011, с. 96-102.

Надійшла до редколегії 3.09.2012 р.

УДК624.074.2 (624.014.27)

Автоматизація розрахунків покриттів зі сталевих геодезичних куполів

Білик А.С., к.т.н., Хмельницький С.В.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. У статті розглядаються проблеми і алгоритм автоматизації та розрахунку покриттів із геодезичних куполів. На прикладі купола діаметром 30 м показані етапи розрахунку та висновки порівняння розбивання за критерієм маси для оптимального вибору вихідної геометрії.

Аннотация. В статье рассматриваются проблемы и алгоритм автоматизации и расчета покрытий из геодезических куполов. На примере купола диаметром 30 м показаны этапы расчета и выводы по сравнению разбивки по критерию массы для оптимального выбора исходной геометрии.

Abstract. In article is presented problems and algorithm of automation calculations coverage from steel geodesic domes. On the example of the dome with a diameter of 30 m shows the stages of calculation and comparison of findings split by the criterion weight for optimal choice of the initial geometry.

Ключові слова: геодезичний купол, сталеві просторові конструкції, безмоментна теорія, вибір оптимальних рішень.

Постановка проблеми. Сучасний стан металобудівництва просторових стрижневих конструкцій характеризується відходом від типових рішень на користь індивідуальних. Стрижневі купольні конструкції знаходять широке застосування у спорудах спортивного, розважального, торговельного призначення.

Конструкції покриттів із сітчастих куполів, до яких відносяться геодезичні, мають суттєві переваги перед іншими просторовими покриттями. До цих переваг можна віднести:

- покращену інсоляцію та аерацію купольної споруди;
- технологічність монтажу, однотипність та легкість елементів, що монтуються;
- економічну форму та виразний архітектурний вигляд;
- конструктивну схему, в якій немає внутрішніх несучих стін, що дає змогу вільного планування.

В Україні, незважаючи на широке використання сітчастих куполів, геодезичні куполи мають обмежене застосування. Частково це пов'язано зі складністю формоутворення геокуполів та відсутністю регламентованої методики їх розрахунку, що є актуальною проблемою.

При проектуванні геодезичного купола насамперед постають питання вихідних даних і конструктивної схеми, а саме геометричних параметрів конструкції та її елементів (кількість стрижнів, їх розміри, кількість типів стрижнів, кількість та типи вузлів). Більш глобальною та невирішеною проблемою є розрахунок геокуполів, оскільки окрім змінної геометрії слід враховувати особливості та можливі варіанти навантаження на конструкцію. Узагальнення методів розрахунку та автоматизації дозволяють перейти до оптимального проектування геодезичних куполів із метою вибору геометрії, яка б забезпечила найбільш економічне вирішення з урахуванням конструктивних вимог та естетичного сприйняття.



Рис. 1. VIP-шатро на Майдані незалежності у фан-зоні м. Києва під час проведення чемпіонату «Євро-2012» – геодезичний купол з розбиванням 6V

Огляд останніх досліджень. Проблемою класифікації, побудови та визначення геометричних характеристик займалися Р.Б. Фуллер [22], Дж. Д. Клінтон [21], Х. Кеннер [20], Л. Кан [19].

Інші підходи до побудови та класифікації куполів запропоновані М.С. Туполєвим [15], Г.Н. Павловим [11], А.А. Журавльовим [6]. Більшість радянських довідників із металевих конструкцій посилаються на цих авторів, наприклад [12].

Дослідження та методи розрахунку сітчастих куполів описані в роботах А.А. Журавльова [6], М.Е. Ліпницького [7], В.В. Горєва [8], Є.І. Белєня [9], А.Г. Трущова [14]. Розглядаються два основних методи розрахунку: за безмоментною теорією, що найбільш повно пояснений у [8] та базується на розрахунково-теоретичній частині [13], та комп'ютерний розрахунок купола як дискретної стрижневої системи на основі методу скінченних елементів. Методи конструювання та приклади необхідних вузлів приведені у [8, 9, 10, 12].

Постановка задачі. У зв'язку з вищенаведеним, з'явилась необхідність у загальній методиці розрахунку геокуполів з урахуванням нових норм та розробленні системи автоматизації розрахунку даного типу конструкцій з можливістю вибору оптимального варіанта вирішення. Досягти цього можливо розробленням наскрізного алгоритму, за допомогою якого при введенні початкових параметрів можна отримати перерізи елементів та масу геодезичного купола з урахуванням конструктивних вимог. При цьому задача формується у просторі станів: обрати найкращу конструкцію з можливих при заданих наперед параметрах, природних для завдання на проектування. Така задача ставиться вперше.

Як об'єкт дослідження обрано напівсферичні стрижневі куполи з трикутними чарунками діаметром від 20 м до 50 м, що утворені з вихідної фігури – ікосаедра. При цьому використовується метод 1, що відноситься до I-го класу розбивання [21]. Розглядаються найпоширеніші частоти розбивання в інтервалі {2, 3, 4, 5, 6} для куполів діаметром до 50 м. Автоматизація розрахунків проводиться у середовищі MS Excel.

Виклад основного матеріалу дослідження. Геодезичний купол утворюється з правильних багатокутників (платонові тіла) або напівправильних (тіла Архімеда). Серед правильних фігур кращі характеристики має ікосаедр, що складається з 20 трикутних граней, які в подальшому на етапі побудови геодезичної сфери діляться на менші трикутники.

Для визначеного діаметра напівсферичного купола його топологія і висота також визначені та складають приблизно половину діаметра для напівсферичного купола в залежності від типу розбивання.

Відтоді узагальненою змінною при оптимізації геометрії конструкцій напівсферичних геокуполів при заданому діаметрі є частота розбивання вихідної грані ікосаедра, а вибір оптимальної геометрії зводиться до вибору оптимальної частоти розбивання.

За класифікацією Дж. Д. Клінтона [21] існує два основні класи розбивання – I і II (рис. 1).

Клас I:

- використовується для правильних багатокутників, зазвичай ікосаедра;
- частота розбивання може бути парною або непарною.

Кількість елементів у геодезичній сфері:

- вершин $V = 10n^2 + 2$;
- граней $F = 20n^2$;
- ребер $E = 30n^2$, де n - частота розбивання.

Клас II:

- використовується для напівправильних багатокутників;
- частота розбивання може бути тільки парною.

Кількість елементів у геодезичній сфері:

- вершин $V = \eta + 2$;
- граней $F = 2\eta$;
- ребер $E = 3\eta$, де $\eta = 15n^2/2$.

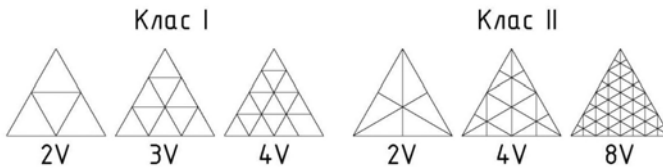


Рис. 2. Частота розбивання вихідної грані ікосаедра

Кожен клас має 3 методи побудови. Враховуючи всі переваги та недоліки різних методів, обрано метод 1 класу розбивання I, який є найпоширенішим у світовому досвіді.

Метод полягає у тому, що сторони трикутної грані ікосаедра розбиваються на рівні частини $AC = CD = DB$ (рис. 2), протилежні сторони з'єднуються лініями, паралельними до сторін трикутника. Таким чином утворюються трикутники менших розмірів, а їх вершини проєктуються на сферу, що описана навколо ікосаедра, де точка O – центр сфери. Отримані відрізки AF, FG, GB – стрижні геокупола – не дорівнюють один одному.

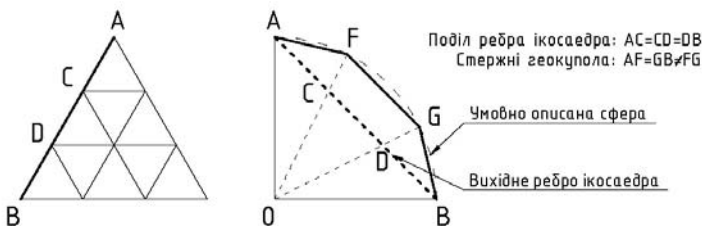


Рис. 3. Метод 1 класу I побудови геокупола на основі ікосаедра

Питанням геометрії геокупола є визначення характеристик його складових. Для побудови просторової стрижневої конструкції, якою є геодезичний купол, необхідно знати довжини стрижнів, їх кількість, кількість вузлів та їх типи. Зазначена система характеризується тим, що стрижні мають неоднакову довжину і для кожного розбивання існує своя різна кількість типів довжин стрижнів. Питання їх кількості і типів

розглядається Томом Девісом для різних частот розбивання [17]. Кількість стрижнів у куполі:

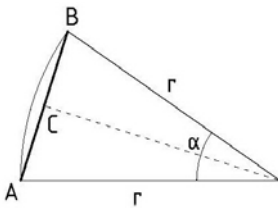
— для парної частоти розбивання: $k = 15n^2 + \frac{5n}{2}$;

— для непарної частоти розбивання:

— купол, що складає трохи менше півсфери: $k = 15n^2 - 5n$;

— купол, що складає трохи більше півсфери: $k = 15n^2 + 10n$.

Для визначення довжин сторін використовують т.з. «хорд-фактори» (рис. 3).



$$AC = CB = r \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

Якщо радіус купола $r = 1$, тоді

Хорд-фактор – значення довжини АВ при
одиничному радіусі.

Рис. 4. Поняття та формули знаходження хорд-фактора

Геокупол має закономірності у своїй формі, що пов'язані з правильністю вихідної фігури – ікосаедра, тому значення кутів α визначаються за використанням геометричних залежностей та сферичної геометрії.

Довжини стрижнів, як відстань між двома точками, можна знайти знаючи декартові координати вузлів. Цей процес є трудомістким, наприклад, для напівсферичного купола з частотою розбивання 4V необхідно знайти координати 162 точок, тоді як для частоти 6V – вже 362 вузлів. Метод знаходження координат описаний у роботі Тома Девіса [17].

Таким чином, маючи необхідні хорд-фактори, можна знайти довжини всіх стрижнів, помноживши хорд-фактор на радіус купола, що необхідно запроектувати.

Автоматизація розрахунку потребує алгоритму, за яким можна визначити зусилля і підібрати переріз за умов несучої здатності конструкції, маючи лише вихідні дані.

Сітчасті куполи зазвичай розраховують на міцність при пружних деформаціях із подальшою перевіркою стійкості конструкції. Нехтуючи перерозподілом зусиль в елементах конструкції, котрі можуть виникати внаслідок недружніх деформацій, та використовуючи дані, отримані з пружного розрахунку, можна підібрати переріз елементів і перевірити міцність і стійкість конструкції.

Відомі два основних підходи до розрахунку сітчастих куполів:

1. Сітчастий купол розглядають як суцільну вісесиметричну оболонку, оскільки він подібний до суцільної оболонки. На основі цього сітчасту конструкцію замінюють суцільною оболонкою, виконують розрахунок за безмоментною теорією і потім здійснюють перехід до зусиль у дискретній системі. При цьому визначають жорсткісні властивості еквівалентної оболонки, що має таку ж міцність на розтяг, згин та кручення, що і задана сітчаста система. Переміщення точок суцільної оболонки співпадає з переміщеннями її вузлів. Перехід від отриманих напружень у суцільній оболонці до зусиль у стрижневій сітчастій системі базується на умовах статичної рівноваги.

2. Сітчастий купол розглядають як дискретну стрижневу систему і розраховують відомими методами будівельної механіки просторових стрижневих систем. Цей підхід реалізується за допомогою ЕОМ з використанням програм статичного розрахунку просторових систем, що базуються на методі скінченних елементів, таких як Lira, Scad та ін.[8].

Безмомента теорія розглядає вісесиметричні і несиметричні навантаження, тоді як на купол діють навантаження трьох типів: від власної ваги, снігове у зимовий період часу та вітрове. У цьому методі приймається спрощене урахування навантаження, яке приводиться до такого, що діє повністю на конструкцію.

Оскільки куполи є головними несучими елементами, вони належать за призначенням до конструкцій категорії А. Клас наслідків куполів залежить від призначення та інших чинників, для куполів діаметром 20 м ... 50 м, що використовуються для споруд спортивного та аналогічного призначення, клас наслідків, як правило, приймається СС2 [3]. Тобто коефіцієнт надійності за відповідальністю, який використовується в усталених розрахункових ситуаціях, згідно з [4] становить $\gamma_{n1} = 1,1$ для першої групи граничних станів та $\gamma_{n2} = 0,95$ - для другої групи граничних станів. Вважається що стрижневі сітчасті куполи, які розглядаються, працюють тільки у пружній стадії (І клас НДС).

Безмоментна теорія дає змогу отримати розподілені зусилля на одиницю довжини у будь-якій точці купола у формі кільцевого (T_1) і меридіального (T_2) зусиль. Формули для знаходження цих зусиль враховують кути у вертикальній площині, а подекуди і у горизонтальній, і через те, що наперед невідомо, в якій саме точці, тобто, при яких кутах виникає найбільше зусилля, аналітичний підхід виявляється трудомісткою задачею, тоді як автоматизація визначення зусиль у куполі від кожного навантаження та розрахункового сполучення зусиль дає змогу врахувати всі можливі випадки і визначити максимальні зусилля.

Для геокупола, у якому стрижні розташовані без чіткого направлення за напрямком кільцевих і меридіальних зусиль, на відміну від сітчастого купола, запропоновано враховувати геометричну суму цих векторів:

$$T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} .$$

На даному етапі досліджень припускається, що найбільше навантаження може діяти на стрижень найдовшої довжини. Таким чином, маючи відомі довжини сторін, що визначені з геометрії купола, розрахунковим буде найдовший стрижень, що має різну довжину для різної частоти розбивання.

Розрахункове зусилля в ребрі визначається із припущення, що стрижні, які примикають до нього під кутом, не беруть участь у сприйнятті зусиль, тоді

$$N = l_{\max} \cdot T .$$

На отримане зусилля запропоновано розраховувати стрижень, приймаючи, що зусилля викликає стиск у стрижні.

У наведеному алгоритмі автоматизованого розрахунку необхідна площа перерізу стрижня повинна задовольняти усім відомим перевіркам, що перетворені в умови підбору необхідної площі:

1. *Стійкість окремого стрижня* (загальна перевірка за існуючими нормами [4]):

$$A = \frac{N_{\max}}{R_y \gamma_c \varphi} ,$$

де N_{\max} – найбільше зусилля; R_y – розрахунковий опір сталі; γ_c – коефіцієнт умов роботи елемента; φ – коефіцієнт поздовжнього згину.

2. *Загальна стійкість у вертикальній площині за моментом інерції стрижня* [8]:

$$I \geq \frac{T_1 R a}{0,5 E \sqrt{\frac{T_1 R}{0,5 E}}} ,$$

де T_1 – кільцеве зусилля; R – радіус купола; a – довжина, з якої збирається зусилля; E – модуль пружності сталі.

3. *Загальна стійкість купола за критичними напруженнями суцільного аналога* [8]:

$$A \geq \frac{\sigma_{\max} R \sqrt{3 \left(1 - \left(\frac{1}{3} \right)^2 \right)} 3il}{2i\sqrt{3E}},$$

де σ_{\max} – найбільше напруження; R – радіус купола; i – радіус інерції стрижня; l – довжина стрижня; E – модуль пружності сталі.

4. Загальна стійкість купола на основі ікосаедра [6]:

$$A \geq \frac{N_{\max} k}{5E \sqrt{1 - 0,4(5 + \sqrt{5}) \cos^2 \nu}},$$

де N_{\max} – найбільше зусилля; k – число вузлів просторової решітки купола; ν – кут при основі між ребрами грані п'ятигранної піраміди; E – модуль пружності сталі.

5. Місцева стійкість купола за критичною силою на п'ятигранну піраміду, що знаходиться у маківці купола [6]:

$$A \geq \frac{N_{\max} 9(1 + \sin 36^\circ \sin(\gamma))}{40\sqrt{3E} \sin 36^\circ \sin \gamma \cos^3 \gamma},$$

де N_{\max} – найбільше зусилля; γ – кут нахилу граней п'ятигранної піраміди до вертикалі; E – модуль пружності сталі.

Остаточна необхідна площа перерізу стрижня приймається як найбільше значення з отриманих вище критеріїв і обирається потім за сортаментом ГОСТ 8732-78 «Трубы горячекатаные», який найбільш доступний на українському ринку. Основні розміри перерізів інших елементів на даному етапі досліджень прийняті, виходячи з умови однаковості зіставних елементів конструкції, тобто з таким же перерізом, як стрижень найбільшої довжини.

Враховуючи всі припущення та наближення безмоментної теорії, вона потребує перевірки більш точними методами. Тому були проведені порівняльні дослідження і перевірка значень зусиль, отриманих за пропонуваним методом, із зусиллями, отриманими методом скінченних елементів у розрахунковому комплексі Lira 9.6.

У програмі в режимі створення розрахункової схеми є можливість вибору створення геодезичного купола. Обрано ті параметри, які були використані в алгоритмі, а саме:

- фігура, на базі якої будується геосфера – ікосаедр;
- частина сфери – сфера (видалення зайвих вузлів для утворення півсфери);
- клас розбивання – клас I;
- радіус сфери – для прикладу обрано радіус, який порахований за алгоритмом, що запропонований у даній роботі;
- частота розбивання – обираємо від 2ν до 6ν .

Для перевірки максимальних зусиль у стрижнях та стійкості купола задано навантаження з розрахунку із врахуванням усіх особливостей за діючими нормативами.

На сферу діють навантаження:

- постійне;
- снігове;
- вітрове (розкладається на симетричне і кососиметричне).

Результати порівнянь розрахунку методом скінченних елементів із даними, отриманими за безмоментною теорією, показують, що найбільше зусилля в куполі відрізняється не більше ніж на 20 %, що задовільно для практики інженерних розрахунків [16]. Також була проведена перевірка прогинів при прикладанні до того ж самого купола експлуатаційних розрахункових навантажень. Визначено, що найбільший прогин не перевищує граничних значень за чинними нормами [5]. Таким чином, вирішальним для геокуполів при обраних обмеженнях є критерій міцності і стійкості, а не деформативності.

Алгоритм автоматизації розрахунку геодезичних куполів складається з наступних етапів:

1. Задання вихідних параметрів: геометричних (діаметр купола D , висота, частота розбивання); навантаження (снігове S_0 , вітрове W_0 , тип вітрової місцевості, клас відповідальності, термін експлуатації); фізичних параметрів (міцність сталі, модуль пружності, сортамент).
2. Визначення геометрії: для кожної з 5 частот ($2V$, $3V$, $4V$, $5V$, $6V$) визначаються характеристики: стрижнів (кількість типорозмірів і довжина стрижня даного типорозміру l_{pi} , кількість стрижнів у куполі j , кількість стрижнів даного типорозміру n , максимальна довжина стрижня); вузлів (кількість різних типів вузлів k , кількість вузлів даного типу n_k).
3. Визначення навантажень: власної ваги (граничне розрахункове і експлуатаційне); снігового навантаження (граничне розрахункове і експлуатаційне); вітрового навантаження (граничне розрахункове і експлуатаційне).

4. Визначення зусиль: зусилля на одиницю довжини (кільцеве і меридіальне); розрахункове сполучення зусиль (найбільше зусилля кільцеве і меридіальне, геометрична сума векторів), зусилля у найдовшому елементі.

5. Підбір перерізу: за умовами стійкості (стійкість окремого стрижня, стійкість у вертикальній площині за моментом інерції стрижня, стійкість за критичними напруженнями, загальна стійкість купола на основі ікосаедра, загальна кількість купола (за критичною силою на п'ятигранну піраміду, що знаходиться у маківці купола)), визначення найбільшого значення необхідної площі перерізу, підбір перерізу за сортаментом.

6. Вибір оптимальної альтернативи на заключному етапі відбувається за вирішувальним правилом:

$$r : V^{\uparrow *} = \text{"arg min } M(m_{\downarrow 1}(V), m_{\downarrow 2}(V), m_{\downarrow 3}(V), m_{\downarrow 4}(V), m_{\downarrow 5}(V), m_{\downarrow 6}(V))$$

де m – маса купола, V – частота розбивання, $V = \{2, 3, 4, 5, 6\}$.

Отримана цільова функція маси купола є алгоритмічною, дискретною та частково сепарабельною. Наочність дискретного пошуку частоти розбивання, що забезпечує мінімальну масу купола, наведена на рис. 5, 6, 7.

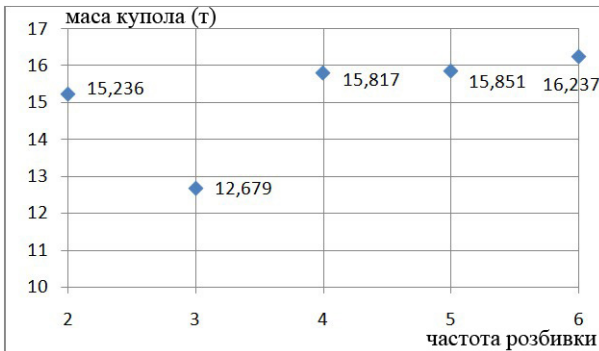


Рис. 5. Реалізація дискретного пошуку оптимального рішення у досліджуваній області у разі залежності маси стрижнів від частоти розбивання при діаметрі купола $D = 30$

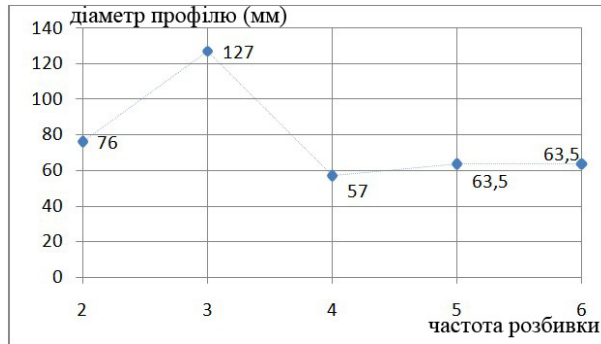


Рис. 6. Підібраний діаметр трубчастих елементів для різних варіантів частоти розбивання при діаметрі купола $D = 30$ м



Рис. 7. Довжина найдовших елементів для різних варіантів частоти розбивання при діаметрі купола $D = 30$ м

Висновки

Із наведених рисунків видно, що діаметр та маса стрижнів геодезичних куполів нелінійно залежать від частоти розбивання. Це пов'язано з тим, що при збільшенні частоти розбивання довжина елементів зменшується, зменшується й значення площі перерізу стрижнів, але разом із тим при збільшенні частоти збільшується кількість елементів. Істотний вплив також справляє дискретність сортаменту, на якому здійснюється пошук.

Алгоритм реалізовано у вигляді програми підтримки прийняття рішень, що дозволяє обрати оптимальну частоту розбивання геокупола при заданому діаметрі та інших параметрах за критерієм мінімальної маси ще на передпроектній стадії або на стадії проведення тендерів.

Тематикую подальших досліджень є уточнення розрахункових схем, визначення меж переходу між ними та розкриття невизначеності, пов'язаної із додатковими параметрами геодезичних куполів, розроблення ефективних вузлів та оцінка оптимального купола з умови використання розширених техніко-економічних показників.

Література

- [1] Білик А.С., Пермяков В.О. Експертне моделювання вибору оптимальних рішень плоских сталевих зварних конструкцій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди / Зб.наук.праць. Вип. 16, Ч.2, Рівне, 2008. – С. 295 - 302.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи, чинний з 01.01.2007. - К.: Мінрегіонбуд, 2006.
- [3] ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів, чинний з 01.12.2009. - К.: Мінрегіонбуд, 2009.
- [4] ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу, чинний з 01.12.2011. - К.: Мінрегіонбуд, 2011.
- [5] ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення.Вимоги проектування. - К.: Мінрегіонбуд, 2006.
- [6] Журавлёв А.А., Вержбовский Г.Б, Еременко Н.Н. Пространственные деревянные конструкции. – Ростов-на-Дону: ОАО ИПФ «Малыш», 2003. – 518 с.
- [7] Липницкий М.Е. Купола. (Расчет и проектирование). – Л.: Стройиздат, 1973.– 128 с.
- [8] Металлические конструкции. В 3 т. Т.2.Конструкции зданий.: Учеб. для строит, вузов; Под ред. В.В. Горева. - 2-е изд., испр. - М.: Высш. шк., 2002. - 528 с.
- [9] Металлические конструкции. Общий курс. Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя. - 6-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1986. - 560 с.
- [10] Муханов К.К. Металлические конструкции: учеб.для строит, спец. вузов, кроме специальности «Пром. и гражд. стр-во» / К.К. Муханов. - Изд. 3-е, испр. и доп. - М.: Стройиздат, 1978. - 576 с.
- [11] Павлов Г.Н. Автоматизация архитектурного проектирования геодезических куполов и оболочек. – дис... канд. техн. наук. – Новгород: 2007. - 274 с.
- [12] Савельев В.А. Металлические купола. В кн.: Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево и пластмассы): Справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.З. Жуковского. - М.: Высш. шк., 1991. - с. 187 - 204.

- [13] Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В двух книгах. Кн. 2. Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. и доп. - М., Стройиздат, 1973, 416 с.
- [14] Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции: Учеб. пособие для вузов. - М: Стройиздат, 1983. - 215 с.
- [15] Туполев, М.С. Тригонометрические параметры схем геодезических и кристаллических куполов / М.С. Туполев, Ю.А. Морозов // Научные труды Московского архитектурного института. - М., 1971. - Вып. 3.
- [16] Хмельницький С.В. Автоматизація розрахунків покриттів із геодезичних куполів. Робота на здобуття ступеня маг.техн.наук. К.: КНУБА, 2012 - 124 с. (на правах рукопису).
- [17] Davis, T. Geodesic Domes // <http://www.geometer.org/mathcircles/>, 2011
- [18] ENV 1993-1-1 Eurocode 3 - Design of Steel Structures: Part 1-1 – General Rules and Rules for Buildings.
- [19] Kahn, L. Domebook 2 // Pacific Domes California, 1971, 133 pages.
- [20] Kenner, H. Geodesic Math and How to Use It. // Berkeley, CA: University of California Press, 1976.
- [21] NASA Contractor Report: Advanced Structural Geometry Studies, Part I: Polyhedral Subdivision Concepts for Structural Applications by Joseph D. Clinton, 1971.
- [22] Structural Design Concepts for Future Space Missions or «Geodesic Design Concepts» for NASA in 1968, by various authors incl. B. Fuller, rewrite by Jay Salsburg.

Надійшла до редколегії 20.06.2012 р.

УДК 721.011.12; 699.841

Обеспечение сейсмостойкости надстраиваемых зданий

Морозова Е.В.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Украина

Аннотация. В ходе реконструкции типовых жилых зданий необходимо обеспечение их сейсмостойкости. В работе выполнена оценка сейсмостойкости типового пятиэтажного здания с надстройкой. Предлагается обеспечивать сейсмостойкость реконструируемого здания методом установки резинометаллических опор в месте опирания надстройки на существующее здание.

Анотація. Під час реконструкції типових житлових будинків необхідно забезпечити їх сейсмостійкість. У роботі виконана оцінка сейсмостійкості типової п'ятиповерхової будівлі з надбудовою. Пропонується забезпечувати сейсмостійкість будівлі, що реконструюється, методом установлення гумометалевих опор у місці спирання надбудови на існуючу будівлю.

Abstract. The security of the seismic resistance of typical residential buildings during their reconstruction is necessary. In the article an evaluation of the seismic resistance of a typical five-storey building with a the superstructure is represented. The author proposes to provide the seismic resistance of the reconstructed building by installing rubber-metallic supports at the points of bearing of the superstructure on the existing building.

Ключевые слова: сейсмостойкость, резинометаллические опоры, инерционные силы.

Введение. Постановка проблемы. Решение проблем сейсмической безопасности является одной из важнейших задач социально-экономического развития сейсмоактивных регионов. Каждая сейсмическая катастрофа характеризуется своими природными параметрами, социально-экономическими и экологическими последствиями. Уровень катастрофы зависит от многих факторов, главными из которых являются: параметры произошедшего землетрясения; степень сейсмостойкости зданий; возможность возникновения вторичных опасных эффектов; готовность государственных органов к незамедлительным спасательным и восстановительным работам. Игнорировать сейсмическую опасность при рассмотрении перспектив социально-экономического развития государства недопустимо.

В связи с введением с 01.02.07 ДБН В.1.1-12:2006 «Строительство в сейсмических районах Украины» [4] возросла актуальность повышения сейсмостойкости зданий и сооружений при их реконструкции. Во-первых, во многих районах повышена расчетная сейсмическая интенсивность на 1 балл (иногда, на 2 балла, например, для г. Керчи и прилегающих к нему территорий), во-вторых, повышены требования к расчету как при опреде-

лени сейсмических нагрузок, так и при оценке несущей способности конструкций. Значительную часть жилого фонда Украины составляют 5-этажные дома первых массовых серий, которые проектировались и строились без учета антисейсмических мероприятий, либо по заниженным требованиям к сейсмостойкости. Основная масса этих зданий имеет достаточный запас прочности на воздействие обычных нагрузок, при практически полном моральном износе. В ходе реконструкции таких зданий возможно применение надстроек, опирающихся на несущие конструкции здания, при условии обеспечения сейсмостойкости после реконструкции.

Одним из наиболее перспективных методов обеспечения заданной сейсмостойкости здания является использование резинометаллических опор (РМО) для его сейсмоизоляции. РМО – упругий элемент, состоящий из слоев полимерного материала и металла, выполненный жестким в вертикальной плоскости и обладающий малой жесткостью в горизонтальной плоскости. Основными производителями таких опор на сегодняшний день являются Китай, Франция, Новая Зеландия. Срок службы опоры, декларируемый фирмами-производителями, достигает приблизительно 50 лет.

Первоначально такие опоры нашли широкое применение при конструировании сейсмостойких опор мостов, а затем с некоторой доработкой стали применяться и для сейсмоизоляции зданий. Обычно РМО используются для сейсмоизоляции вновь возводимых зданий и устанавливают между несущими конструкциями здания и фундаментом. Здания на РМО получили широкое распространение за рубежом: в Японии, Англии, Франции, США, Новой Зеландии.

Анализ последних достижений и публикаций. Известны примеры применения РМО при реконструкции зданий. В работе [2] описан способ повышения сейсмостойкости реконструируемого здания, являющегося объектом незавершенного строительства. Необходимость повышения сейсмостойкости связана с изменением расчетной сейсмичности площадки строительства за время приостановки строительства и несоответствием проектных решений требованиям сейсмостойкости. Обеспечение необходимого уровня сейсмостойкости реконструируемого здания достигается за счет ряда конструктивных мероприятий, одним из которых является установка сейсмоизолирующих РМО фирмы «Shantou Vibro Tech Industrial and Development Co Ltd. (VIBRO)» в уровне подвала и отделения надземных конструкций от подземных горизонтальным антисейсмическим швом. Аналогичный метод также был использован при реконструкции Государственного концертного зала в г. Грозном [7]. Проведение перечисленных мероприятий позволило снизить нагрузки на наземные конструкции в 1,5-3 раза, тем самым уменьшив объем работ по усилению наземных конструкций.

При реконструкції існуючого будинку Центрального банку в г. Іркутське [1] також були застосовані РМО цієї ж фірми. Метою реконструкції є забезпечення сейсмостійкості будинку і перепланування приміщень з надстройкою 1-2 поверхів. Необхідний рівень сейсмостійкості забезпечується за рахунок установки сейсмоізолюючих резинометалічних опор під всіма стінами, стовпами і колонами в рівні цокольного поверху, що забезпечує зниження сейсмичності надземної частини будинку на 1-2 бали за порівнянням з сейсмичністю площадки будівництва.

Необхідно відзначити, що устрій системи сейсмоізоляції реконструйованих будинків в описаних вище конструктивних рішеннях вимагає великої кількості РМО і відноситься до складних робіт, що значно ускладнює будівництво реконструйованого будинку і підвищує трудомісткість і вартість реконструкції.

В Національній академії природоохоронного і курортного будівництва запатентовано конструктивне рішення сейсмостійкого реконструйованого будинку [6], згідно з яким сейсмоізолюючі резинометалічні опори встановлюються в місці опирання стовпів каркаса надстройки на несучі стіни існуючого будинку. Таким чином, реконструйоване будинку містить обмежену кількість сейсмоізолюючих РМО, які просто встановлюються і легко можуть бути замінені в процесі експлуатації.

В роботі [5], опублікованій автором, виконана оцінка сейсмостійкості житлового будинку до і після реконструкції. В результаті проведених досліджень можна зробити наступні висновки: значительний запас міцності матеріалу несучих конструкцій типових житлових будинків зі стінами з великих блоків пильного вапняку на діючі основні комбінації навантажень створює можливість надстройки таких будинків, з опором каркаса надстройки на несучі стіни реконструйованого будинку. Корисна площа будинку може бути збільшена на 40-60% (без урахування дефектів несучих конструкцій і несучої спроможності фундаменту); надстройка будинку таким чином знижує сейсмостійкість реконструйованого будинку; ефективним способом підвищення сейсмостійкості будинків, реконструйованих методом надстройки, є установка резинометалічних сейсмоізолюючих опор.

Метою даної роботи є визначення найбільш ефективного способу установки РМО в будинках, реконструйованих методом надстройки.

Основная часть. Объектом исследования данной работы является стандартная секция пятиэтажного жилого здания с продольными несущими стенами из крупных блоков альминского камня и перекрытиями из многупустотных железобетонных плит. Габаритные размеры в осях здания в плане 12х16,4 м. Высота этажей 3 м. Надстройка выполнена с тремя эксплуатируемыми жилыми этажами, что позволит увеличить полезную площадь здания на 60%. Конструктивная схема надстройки – рамный металлический каркас. Колонны I 60Ш1. Шаг колонн в продольном направлении 3 м, 3,8 м, 3,6 м и в поперечном направлении 6м. Ригель I 45Б1. Перекрытие – комбинированная плита из монолитного железобетона и стального профилированного настила толщиной 167 мм. Исследование напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций и оценка сейсмостойкости здания выполнялась методом численного эксперимента с применением программного комплекса «Лира-Windows», версия 9.6 [3, 8]. Расчетная модель представлена на рис. 1,а. Для возможности анализа напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций и оценки сейсмостойкости из пространственной расчетной модели был выделен фрагмент с наиболее нагруженным узким простенком (рис. 1,б).

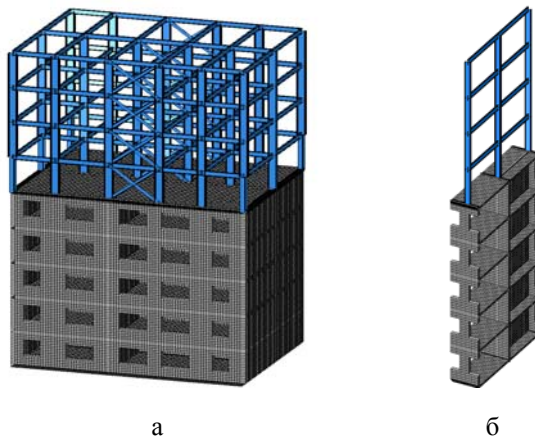
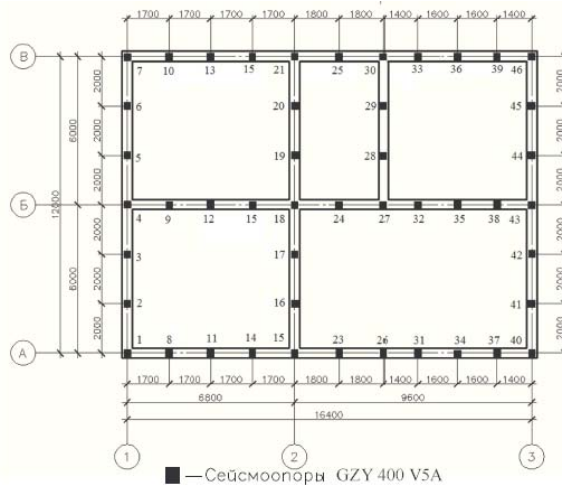


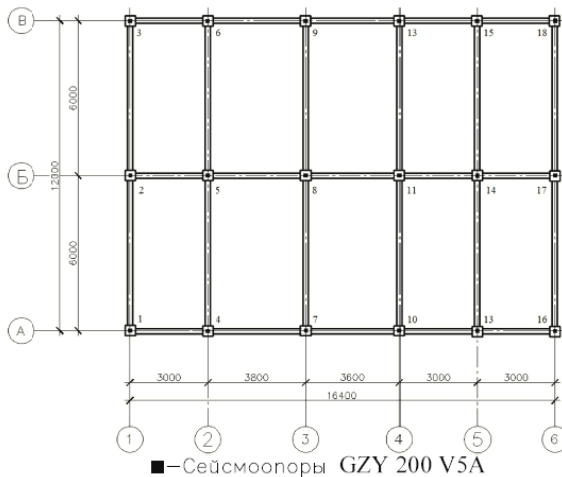
Рис. 1. Расчетные схемы реконструируемого здания:
а - пространственная расчетная модель; б - исследуемый фрагмент

В работе представлены результаты исследования по определению наиболее эффективного способа установки РМО. Согласно варианту 1 система сейсмоизоляции в реконструируемом здании принята в виде устройства резинометаллических опор со свинцовым сердечником китайской фирмы «Shantou Vibro Tech Industrial and Development Co Ltd. (VIBRO)» под несущими стенами в уровне фундамента. Всего устанавливается 48 опор

типа GZY 400 V5A. Каждая опора рассчитана на нагрузку 400 кН. Все опоры квадратные в плане и имеют одинаковые размеры: 420×420 мм и высоту 162,5 мм. Схема расположения сейсмоизолирующих опор в плане приведена на рис. 2,а. Для установки РМО под несущими стенами реконструируемого здания предусматривается устройство непрерывного железобетонного горизонтального антисейсмического пояса толщиной 200 мм. РМО моделировались с помощью КЭ55 со следующими характеристиками: вертикальная жесткость $R_z = 1890$ кН/мм; горизонтальная жесткость $R_x = R_y = 1,66$ кН/мм, длина – 162,5 мм.



а



б

Рис. 2. Схема установки РМО: а - вариант 1; б – вариант 2

Согласно варианту 2 система сейсмоизоляции в реконструируемом здании принята в виде устройства резинометаллических опор со свинцовым сердечником китайской фирмы «Shantou Vibro Tech Industrial and Development Co Ltd. (VIBRO)» в месте опирания стоек каркаса надстройки на несущие стены реконструируемого здания. Всего устанавливается 18 опор типа GZY 200 V5A. Каждая опора рассчитана на нагрузку 200 кН. Все опоры квадратные в плане и имеют одинаковые размеры: 240×240 мм и высоту 115,5 мм. Схема расположения сейсмоизолирующих опор в плане приведена на рис. 2,б. Для установки РМО под каркасом надстройки вдоль несущих стен реконструируемого здания предусматривается устройство непрерывного железобетонного горизонтального антисейсмического пояса толщиной 200 мм. РМО моделировались с помощью КЭЭ55 со следующими характеристиками: вертикальная жесткость $R_z = 504$ кН/мм; горизонтальная жесткость $R_x = R_y = 0,69$ кН/мм, длина – 115,5 мм.

Оценка сейсмостойкости здания с надстройкой для предложенных способов установки РМО выполнялась на основе анализа динамических характеристик и напряженно-деформированного состояния несущих конструкций здания. На рис. 3 представлены периоды собственных колебаний здания по первой форме. Как видно из диаграммы, выполнение надстройки и установка РМО значительно увеличивают период собственных колебаний реконструируемого здания, что ведет к увеличению амплитуды колебаний и снижению способности к затуханию, что может быть опасным для несущих конструкций реконструируемого здания.

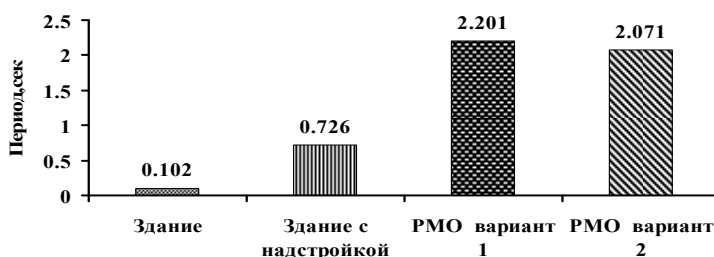


Рис. 3. Периоды собственных колебаний по первой форме

На рис. 4 представлены амплитуды перемещений в уровне перекрытий для расчетной сейсмичности 8 баллов. Необходимо отметить, что надстройка, выполняя роль гасителя колебаний, снижает перемещения реконструируемого здания, максимальные перемещения наблюдаются в уровне верхних этажей надстройки. Применение РМО приводит к значительному увели-

чению перемещений в месте установки последних вследствие их малой жесткости в горизонтальном направлении. В случае варианта 1 установки РМО абсолютные и относительные перемещения здания и надстройки увеличиваются в 10 раз. В случае варианта 2 установки РМО абсолютные и относительные перемещения концентрируются в уровне надстройки, увеличиваясь менее, чем в 2 раза.

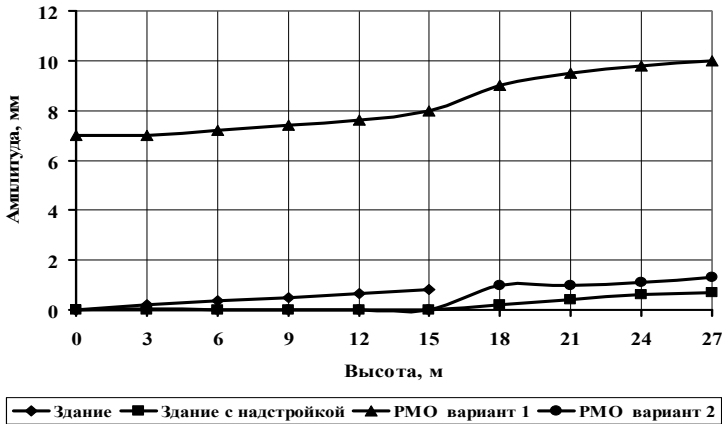


Рис. 4. Амплитуды колебаний реконструируемого здания

На рис. 5 представлены инерционные силы в уровне перекрытий для расчетной сейсмичности 8 баллов. Применение РМО приводит к снижению инерционных сил в уровне перекрытий реконструируемого здания и надстройки в случае 1 варианта установки на 25 %, а в случае 2 варианта установки на 80 %.

На рис. 6 представлены нормальные напряжения в наружной несущей стене реконструируемого здания. При сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов наиболее опасные растягивающие напряжения в исследуемом фрагменте стены возникают в месте опирания надстройки на здание и превышают расчетное сопротивление растяжению кладки из крупных блоков. В случае установки РМО в исследуемом фрагменте растягивающие напряжения не возникают. При варианте 1 установки РМО наблюдается значительная концентрация сжимающих напряжений в месте опирания стены на РМО и в месте опирания надстройки на здание. При варианте 2 установки РМО напряжения в стене распределяются более равномерно, концентрация сжимающих напряжений, не превышающих расчетное сопротивление сжатию кладки из крупных блоков, наблюдается только в месте опирания надстройки на здание.

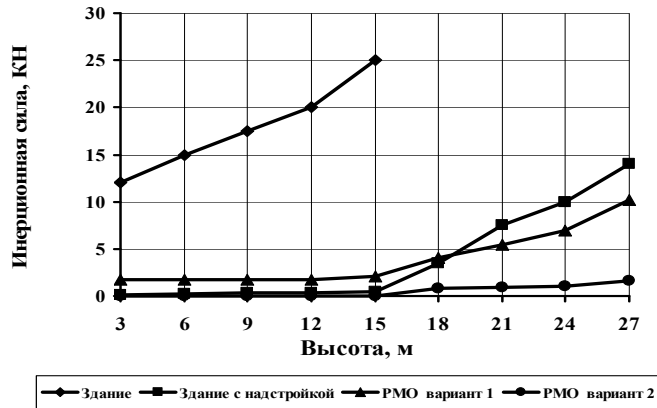


Рис. 5. Инерционные силы в уровне перекрытий здания и надстройки.

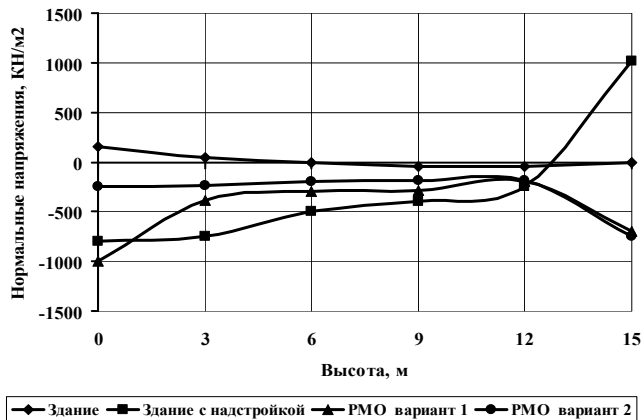


Рис. 6. Нормальные напряжения в наружной несущей стене реконструируемого здания

Выводы

В результате проведенных исследований можно сделать вывод, что эффективным способом повышения сейсмостойкости зданий, реконструируемых методом надстройки, является установка резинометаллических сейсмоизолирующих опор в месте опирания надстройки на здание. Такой способ позволяет изменить динамические характеристики реконструируемого здания, уменьшить инерционные силы в уровне перекрытий, снизить концентрацию напряжений в несущих стенах и, кроме этого является более простым и менее трудоемким по сравнению с известными ранее способами.

Литература

- [1] Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Бычков С.И., Сутырин Ю.А. Эффективные системы сейсмоизоляции. Исследование проектирование, строительство. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2002 г., №1 – ФГУП «ВНИИТПИ» – С. 31–37.
- [2] Акбиев Р.Т., Сутырин Ю.А., Вайдуров А.В. Технология сейсмоусиления объектов незавершенного строительства (на примере республики Алтай). // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006 г, №3 - ФГУП «ВНИИТПИ» – С. 37-41.
- [3] Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Медведко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. – К.: «Факт». – 2008. – 208 с.
- [4] ДБН В.1.1-12:2006 Строительство в сейсмических районах Украины. Нормы проектирования. – К.: ГП «Укрархбудинформ», 2006 – 84 с.
- [5] Морозова Е.В., Овчаренко В.Н. Применение резинометаллических опор при реконструкции методом надстройки. // Сборник научных трудов «Строительство и техногенная безопасность». – Выпуск 35. – Симферополь: НАПКС, 2011 – С. 132–140.
- [6] Патент на корисну модель № 56415 от 10.01.2011 МПК (2011.01) «Сейсмостійка будівля, яка реконструюється» E04H 9/02. Автори: Ажермачов Г.А. Морозова О.В.
- [7] Смирнов В.И., Акбиев Р.Т., Чубаков М.Ж. Сейсмоусиление государственного концертного зала в г. Грозном. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009, № 3 – ФГУП «ВНИИТПИ» – С. 55–62.
- [8] Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В., Титок В.П. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. под редакцией Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. Городецкого А.С. – К.: «Факт». – 2008. – 164 с.

Надійшла до редколегії 03.07.2012 р.

УДК 624.011

З'єднання на похило вклеєних сталевих стрижнях у конструкціях із клеєної деревини

Кліменко В.З., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Це з'єднання значною мірою дозволяє практично вирішувати проблему з'єднань великорозмірних масивних елементів у конструкціях із клеєної деревини з дотриманням принципу збалансованої міцності всіх частин конструкції. Досягається це завдяки переходу з'єднання, як технічної системи, на мікрорівень будови деревини з ефективним використанням глибинних ресурсів міцності матеріалу.

Аннотация. Это соединение в значительной мере позволяет практически решить проблему соединения крупноразмерных массивных элементов в конструкциях из клееной древесины при соблюдении принципа сбалансированной прочности всех частей конструкции. Достигается это благодаря переходу соединения, как технической системы, на микроуровень строения древесины с эффективным использованием глубинных ресурсов прочности материала.

Abstract. This connection allows solving practically the problem of connecting large-scale bulk items in the construction of glued timber, ensuring a balanced strength of all parts of the structure. It is achieved thanks to a shift of compounds as a technical system to micro-level structure of timber with the effective use of resources underlying strength of the material.

Ключові слова: з'єднання, похило вклеєні стрижні.

Характеристика нового виду з'єднання. У великопрогонових конструкціях з клеєної деревини (ККД), як технічних системах, з'єднання виконують важливу системоутворюючу функцію як підТС. У згаданих конструкціях з'явилася проблема забезпечення міцності (надійності) з'єднань окремих елементів у вузлах і в опорних частинах конструкцій, також своєрідних підТС (підсистем).

Досвід застосування ККД засвідчив, що однією з причин їхньої відмови виявилися вузлові з'єднання: наприклад, зубчастий шип на клею у карнизних вузлах прямолінійних рам; анкерне кріплення колон до фундаментів із використанням дерев'яних накладок на клею; укрупнювальні вузли елементів із застосуванням традиційних механічних з'єднань тощо. Фахівці сформулювали правила нової концепції проектування ККД [1], складовою якої став принцип збалансованої міцності окремих підТС складної ТС. Успішне вирішення принципу збалансованої міцності частин конструкцій стало практично можливим із впровадженням у ККД з'єднань на похило вклеєних стрижнях, які отримали назву – з'єднання системи ЦНИИСК [2]. На рис. 1 і рис. 2 показані приклади з'єднань у різних

спорудах. Ці з'єднання експериментально досліджені у ЦНІІСК ім. В.А. Кучеренко і дані рекомендації з їх розрахунку. На заміну згаданих вище з'єднань запропоновані такі: карнизний вузол рам – Г; кріплення колони до фундаменту – А; укрупнення балки – Б; укрупнення вант – Д (див. рис. 1).

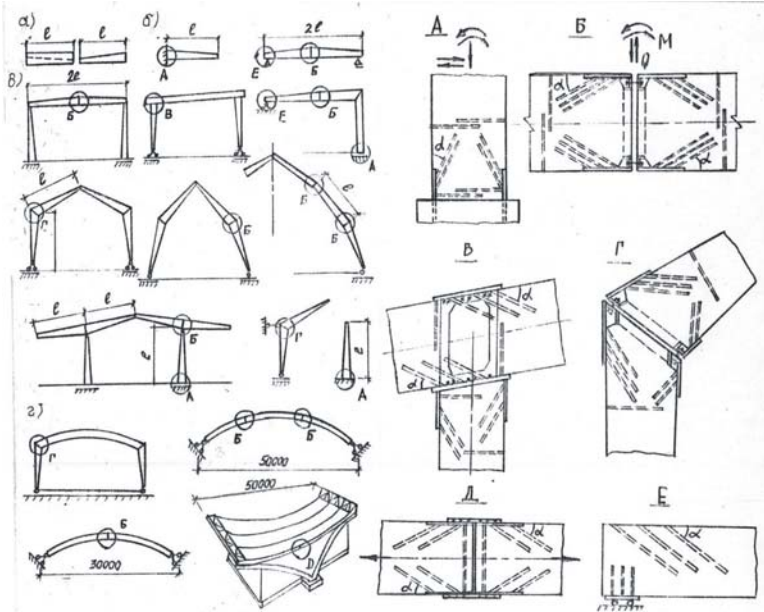


Рис. 1. З'єднання на похило вклеєних стрижнях:

- а – заготовка і схема розпилювання; б – консольна балка; в – схеми рам;
- г – конструкції з криволінійних елементів; А – жорстке кріплення колони до фундаменту; Б – укрупнювальний вузол; В – вузол обпирання ригеля на колону;
- Г – карнизний вузол рами; Д – стик вант; Е – опорна частина балки

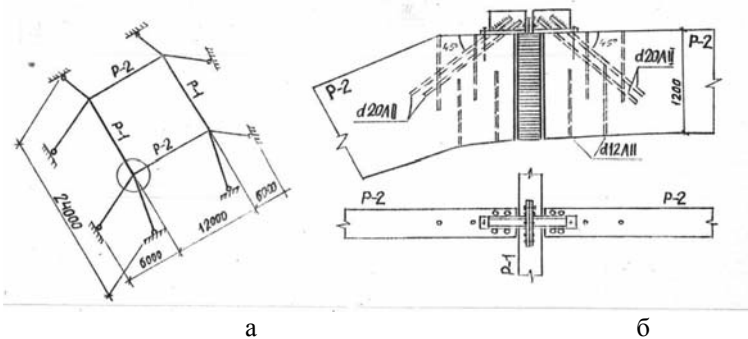


Рис. 2. Просторова рама (а) та жорсткий вузол рами (б)

Новим у концепції проектування ККД є конструктивне підсилення на ділянках реалізації складного напруженого стану матеріалу, наприклад: опорних частин прямолінійних балок (рис. 1,Е); середньої за довжиною криволінійних балок зони, де діють максимальні радіальні напруження розтягу впоперек волокон деревини (рис. 3,а); карнизних вузлів гнотоклеєних рам, де виникають значні за величиною радіальні напруження стиску впоперек волокон деревини (рис. 3,б). При великих прогонах рам з'явилися пропозиції навіть влаштування вант натягування (рис. 3,в).

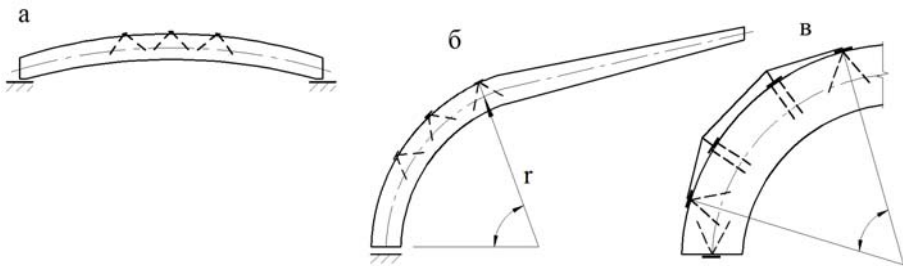


Рис. 3. Конструктивне підсилення криволінійних балок (а) і гнотоклеєних рам (б)

З'єднання з позиції філософії техніки. У філософії техніки системою прийнято називати множину взаємопов'язаних елементів, завдяки яким вона спроможна виконувати корисні функції за своїм призначенням. Елементи, що становлять систему (ТС), називаються підсистемами (підТС). Вони, у свою чергу, є системами для своїх підсистем і т.д., тобто складаються ієрархічні рівні підТС. Наприклад, вузол А на рис. 1 як самостійна система (а вона є підТС у складній системі – рамному поперечнику споруди) складається з таких підсистем: похилі стрижні, клеєний прошарок між стрижнями і деревиною в отворах; зварні шви між стрижнями і анкерними листами; самі анкерні листи; поперечні стрижні.

Невеличкий екскурс у філософію техніки зроблено з метою згадати об'єктивні закони розвитку технічних систем (ЗРТС), яким підпорядковуються в своїй еволюції як ТС, так і підТС різного ієрархічного рівня. З позиції ЗРТС [3] з'єднання на похило вклеєних стрижнях можна вважати еволюційно-прогресивним порівняно із з'єднанням на стрижнях, вклеєних уздовж чи поперек волокон деревини, які наведені в нормах проектування дерев'яних конструкцій. Саме в тому, що стрижні в новому типі з'єднання встановлені під кутом до волокон деревини, полягає його «революційність», оскільки в цьому відбивається один із ЗРТС: закон переходу ТС на мікрорівень. Фізична суть його полягає у все більшому використанні резервів міцності глибинних рівнів будови матеріалу, в даному випадку – деревини. Згідно з [4], резерви міцності деревини слід шукати на рівні її мікробудови. Розглянемо це

твердження на прикладі оптимального кута нахилу стрижнів у відповідності з мікробудовою деревини сосни. Це погляд на еволюційність з'єднання з позиції філософії техніки. З іншого боку, демонстрація переходу підТС (клеєного прошарку між стрижнями і деревиною) на молекулярний рівень із використанням адгезійних сил. В одній зі своїх статей [5] автор наважився охарактеризувати ці обставини, як ознаки нанотехнології в ККД.

Фізична суть з'єднання. Вивчення опору деревини повинно вестись на рівні її мікробудови. Резерви її міцності слід шукати на основі аналізу механічних властивостей мікро- і субмікроструктури. Таке твердження міститься в підручнику [6]. Професор Іванов О.М. вважав [7], що деревина є складною просторовою системою, основу якої складають кристалічні ґрати целюлози і аморфні речовини, які відіграють роль в'язей між ґратами. Таке уявлення про деревину міститься в [8], де структурні елементи будови деревини – мікрофібрили замінені еквівалентним стрижнем і отримана просторова система, що імітує стінку клітини сосни. В дослідженні [8] вивчалася міцність деревини під дією різних сполучень дотичних і нормальних напружень у просторовій розрахунковій стрижневій системі, яка замінює стінки клітин ранньої деревини. В річних шарах рання деревина займає 70–75 % їхньої товщини, а решту – пізня деревина, яка значно міцніша, порівняно з деревиною ранньою. Для більш коректного представлення стінок клітин розрахунковою стрижневою системою вона повинна складатися з двох еквівалентних стрижнів, одним з яких імітується рання деревина, а іншим – пізня деревина. Так зроблено автором у дослідженні оптимального кута нахилу стрижнів до волокон деревини. Для уявлення розрахункових еквівалентних стрижневих систем слід згадати будову деревини сосни на рівні її субмікроструктури.

Стінки клітин² сосни складаються з первинної тонкої оболонки і значно товстішої вторинної оболонки. Остання складається з трьох шарів S_1 , S_2 , S_3 , при цьому шари S_1 і S_3 дуже тонкі і містять дуже мало деревної речовини – фібрил. Середній шар S_2 становить до 85 % товщини всієї стінки клітин і головним чином визначає міцність деревини. Саме шар S_2 стінки клітини замінився стержневою системою.

² Термін «клітина» для визначення структурного елемента будови рослини вперше був запропонований Р. Гуком, коли він удосконалював власну конструкцію мікроскопа.

Використавши дані з [9] стосовно кутів нахилу спіральних мікрофібрил у вторинних шарах клітин ранньої і пізньої деревини сосни, відповідно $v_p = 29,2^\circ$ і $v_n = 17,3^\circ$, автор отримав еквівалентні стрижневі системи, наведені на рис. 4.

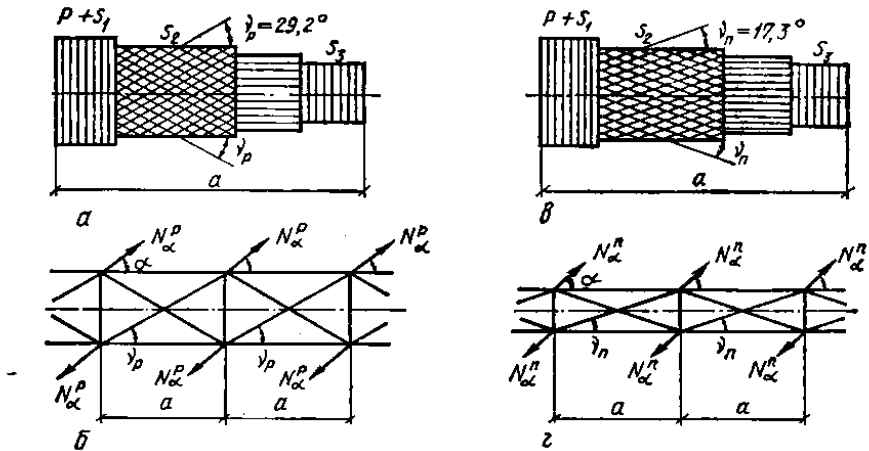


Рис. 4. Еквівалентні стрижні і розрахункові схеми стрижневих систем:
а, в – напрямок мікрофібрил в еквівалентних стрижнях,
які імітують відповідно ранню і пізню деревину;
б, г – розрахункові схеми стрижневих систем відповідно
ранньої і пізньої деревини сосни

Напрямок сумарного максимального руйнівного зусилля $N_\alpha^{\max} = N_\alpha^p + N_\alpha^n$ знаходиться у діапазоні, який обмежений напрямками складових зусиль N_α^p і N_α^n , тобто $17,3^\circ \leq \alpha_{omt} \leq 29,2^\circ$.

$$\sin \alpha_{omt} = (0,3 \dots 0,25) \sin 17,3^\circ \dots (0,7 \dots 0,75) \sin 29,2^\circ. \quad (1)$$

Вважаючи ранню і пізню деревину рівножорсткими, напрямок сумарного зусилля N_α^{\max} можна знайти як геометричне рівнодіюче напрямків складових N_α^p , α_{omt} і N_α^n , кількісно визначивши їх пропорційно площинам ранньої і пізньої деревини в річних шарах: $N_\alpha^p = (0,7 \dots 0,75) N_\alpha^{\max}$ і $N_\alpha^n = (0,3 \dots 0,25) N_\alpha^{\max}$. Тоді $\alpha_{omt} = 26,05 \dots 25,51^\circ$ і можна прийняти $\alpha_{omt} = 26^\circ$.

Розрахунок з'єднання. На рис. 5 наведені експериментальні результати досліджень міцності з'єднань на похило вклеєних до напрямку волокон деревини стрижнях.

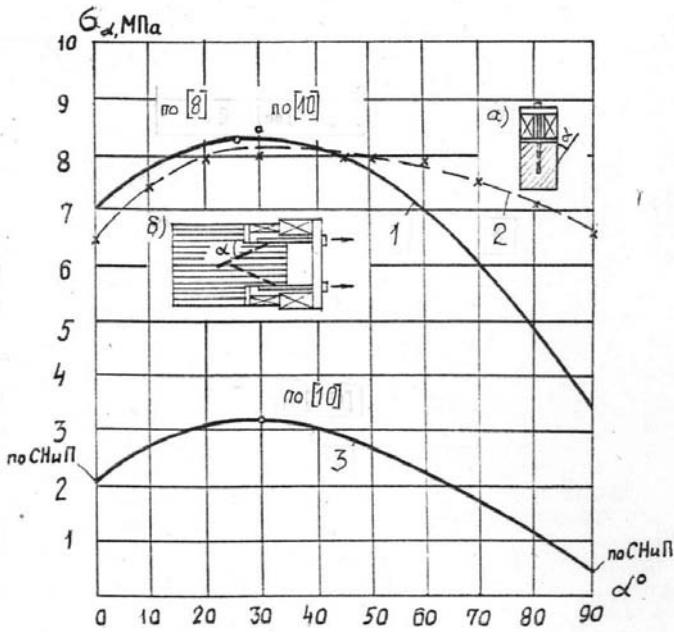


Рис. 5. Залежність напружень руйнування σ_α від кута нахилу стержня:
а – зразок за [8]; б – зразок за [10]; 1, 2 – експериментальні залежності;
3 – за СНиП

У дослідженнях [8] та [10] максимальні напруження σ_α знаходяться в межах кута $\alpha = 20 \dots 40^\circ$. Абсолютного максимуму σ_α за [10] досягають при $\alpha = 26^\circ$ (експериментальна точка показана кружечком).

Крива 5 апроксимована рівнянням

$$\sigma_\alpha = 3,5 + 4,2 \sin \alpha \cos \alpha + 3,6 \cos \alpha. \quad (2)$$

Якщо замінити межі міцності, отримані з експерименту, при $\alpha = 0^\circ$ і $\alpha = 90^\circ$ на розрахункові опори $R_{\text{ск}} = 2,1$ МПа при $\alpha = 0^\circ$ і $R_{p,90} = 0,35$ МПа для клеєної деревини при $\alpha = 90^\circ$, тобто вважати, що при $\alpha = 0^\circ$ руйнування відбувається від сколювання вздовж волокон, а при $\alpha = 90^\circ$ – від розтягу поперек волокон, можна отримати залежність розрахункового опору клеєної деревини R_α в з'єднаннях із похило вкесеними стрижнями

$$R_\alpha = 0,35 + 3,5 \sin \alpha \cos \alpha + 1,8 \cos \alpha. \quad (3)$$

Рівняння (3) запропоновано автором для визначення розрахункової несучої здатності вклеєного під кутом до волокон деревини стрижня з арматурної сталі на висмикування в з'єднаннях елементів конструкцій із клеєної деревини (за типами, показаними на рис. 1)

$$T = R_{\alpha} \pi (d + 0,005) l, (MN), \quad (4)$$

де d – номінальний діаметр стрижня, м; l – довжина стрижня, м.

Література

- [1] Клименко В.З. Проектирование современных конструкций из клееной древесины на принципах новой концепции / В.З. Клименко, А.Я. Найчук, В.В. Фурсов, Д.В. Михайловський. – К.: Сталь, 2010. –24 с.
- [2] Турковский С.Б. Обобщение результатов исследований и опыта применения сборных клееных деревянных конструкций системы ЦНИИСКа / С.Б. Турковский // Деревообрабатывающая промышленность, 2008. – № 3. – С. 12–16.
- [3] Кліменко В.З. Будівельна біоніка. Закони розвитку технічних систем. Будівельні конструкції / В.З. Кліменко // К.: Сталь, 2010. –297 с.
- [4] Большаков В.В. Развитие конструкций из дерева и пластмасс / В.В. Большаков // Изв. вузов. стр-во и архитектура, № 10. – 1987.
- [5] Клименко В.З. Нанотехнологии в клееной древесине / В.З. Клименко, В.К. Вертецкий // Строительные материалы и изделия. – 2010. –№ 4. – С. 11–13.
- [6] Конструкции из дерева и пластмасс [учебник] / Слицкоухов Ю.В., Буданов В.О., Гаппоев М.М. и др. – М.: Стройиздат. – 1986. – 542 с.
- [7] Иванов А.М. Ползучесть древесины. Автореф. дис. ... докт. техн. наук. – Воронеж. 1957.
- [8] Освенский Б.А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях / Б.А. Освенский // В Сб.: Исслед. Прочности и деформативности элементов конструкций из древесины, строит. фанеры и стеклопластика АГ-4С. – МИСИ им. В.В. Куйбышева, № 169. – М.: 1978. – С. 3–65.
- [9] Баженов В.А. К вопросу о линиях скольжения во вторичном слое клеточных оболочек / В.А. Баженов // Труды института леса АН СССР. – 1949. – Т. IV.
- [10] Турковский С.Б., Саяпин В.В. Исследование монтажных узловых соединений клееных деревянных конструкций / С.Б. Турковский, В.В. Саяпин // В кн.: Несущие деревянные конструкции. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1981. – С. 92–105.

Надійшла до редколегії 05.12.2011 р.

УДК 624.015.5

Расчет стержневых элементов с учетом регулирования остаточного напряженного состояния на части длины

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Балашова О.С., ³Скребцов С.И.

¹ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», Украина,
²Донбасский государственный технический университет, Украина,
³Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотация. Разработана методика расчета стержневых элементов, у которых на части длины выполнено регулирование остаточного напряженного состояния. Предложена инженерная методика расчета таких элементов. Показана целесообразность регулирования остаточного напряженного состояния на части длины сжатых стальных элементов.

Анотація. Розроблено методику розрахунку стрижневих елементів, у яких на частині довжини виконано регулювання залишкового напруженого стану. Запропоновано інженерну методику розрахунку таких елементів. Показано доцільність регулювання залишкового напруженого стану на частині довжини стислих сталевих елементів.

Abstract. The method of calculation of the cored elements at which to pieces lengths are executed adjusting of the remaining tense state is Worked out. Engineering methodology of calculation of such elements is offered. Expediency of adjusting of the residual stress state to pieces of length of the compressed steel elements is shown.

Ключевые слова: стержневой элемент, жесткость, несущая способность, остаточное напряженное состояние.

Введение. Постановка проблемы. При деформировании сжатых, сжато-изогнутых и изгибаемых элементов вследствие развития пластических деформаций происходит падение жесткости сечений в наиболее нагруженной части, что приводит к увеличению прогибов. Это характерно как для стальных элементов, так и для железобетонных (в железобетонных элементах кроме развития пластических деформаций происходит и развитие трещин). Регулирование остаточного напряженного состояния (ОНС) на части длины стальных элементов (наиболее нагруженной) путем наплавки сварных швов или прогрева кромок позволяет выполнить усиление конструкций. Это достигается за счет отдаления момента образования пластических деформаций на кромках поясов [1], что приводит к снижению прогибов элементов и увеличению несущей способности.

Методики расчета, рекомендованные действующими нормативными документами, не всегда дают возможность правильно оценить напряженно-деформированное состояние (НДС) и реальный запас

несущей способности конструкции или сооружения в целом, поскольку в их основу положены предпосылки об упругой работе материала. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся в большинстве случаев с применением недеформированных схем [2, 3]. Это в полной мере относится и к стальным конструкциям, особенно тем, что находятся в эксплуатации и подверглись коррозионному и абразивному износу [1, 4].

Анализ последних достижений и публикаций. Анализ последних достижений и публикаций показывает [1, 4, 5], что наплавка валиков по всей длине элемента двутаврового профиля способствует повышению устойчивости за счет регулирования ОНС. Вместе с тем очевидно, что нет необходимости регулировать ОНС по всей длине – достаточно это сделать на той части длины элемента, где действуют максимальные усилия. Для колонн с шарнирами на концах регулирование может быть выполнено в средней части длины, для защемленных колонн регулирование может быть выполнено на участках у заделки. При этом желательно учитывать поведение как поперечного, так и продольного НДС после регулирования ОНС на части длины. В свою очередь экспериментально доказана возможность повышения устойчивости элементов таврового (из парных уголков) сечения после наплавки валиков на части длины [1].

Цель работы – разработка методики расчета стальных элементов после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины.

Основная часть. Расчет на устойчивость сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняется по формуле (1.6.5) ДБН В.2.6-163:2010 [6]

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1)$$

Здесь коэффициент φ_e для сплошностенчатых элементов определяется по таблице К.3 Приложения К ДБН В.2.6-163:2010 [5] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m$ ($m = eA/W_c$ – относительный эксцентриситет; e – эксцентриситет; A – площадь сечения; W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна). При этом влияние ОНС не учитывается.

Для изучения влияния неупругих свойств стали и ОНС на устойчивость сжатых стальных элементов был проведен математический эксперимент. Расчеты были выполнены с использованием разработанных алгоритмов [1]. Были выполнены расчеты сжатых элементов различных гибкостей

($20 \leq \lambda \leq 120$) с различными эксцентриситетами приложения нагрузки ($0,272 \leq m \leq 2,72$). Расчетные сопротивления сталей изменялись в пределах от 205 МПа до 410 МПа. Минимальное значение величины начального эксцентриситета приложения нагрузки было принято равным 1 см. Его величина обусловлена монтажным допуском в соответствии с ДБН В.2.6-163:2010 [6]. Для элементов принималось ОНС трех типов:

- ОН в сечении отсутствуют;
- с ОСН на кромках поясов, обусловленными сваркой поясных швов;
- с ОРН на кромках поясов, обусловленными наплавкой холостых валиков или прогревом кромок.

Всего было просчитано более 1000 моделей элементов. В результате анализа полученных данных было установлено следующее (с учетом данных [1]):

- влияние ОН на поведение элементов под нагрузкой для всего диапазона изменения прочностных свойств материала характеризуется похожими зависимостями: зоны ОРН, расположенные на кромках поясов, способствуют увеличению, а зоны ОН 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 100;
- 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 и относительно небольшим развитием пластических деформаций в стенке при деформировании в плоскости большей жесткости.

Величини коефіцієнта φ_{pl} можна определить по методике [5]. Величину коефіцієнта продольного изгиба предложено определять по формуле

$$\varphi_e = \varphi_{pl} = 0,94\varphi_{el}\gamma_{pl}. \quad (2)$$

В этой формуле:

$$\varphi_{el} = f_1(\bar{R}, m, \tilde{\lambda}) = b_1\bar{R}_y + c_1; \quad (3)$$

$$b_1 = (0,0109\tilde{\lambda}^2 - 0,0896\tilde{\lambda} + 0,0232)m^2 + (-0,0608\tilde{\lambda}^2 + 0,436\tilde{\lambda} - 0,108)m + (0,0952\tilde{\lambda}^2 - 0,639\tilde{\lambda} + 0,146); \quad (4)$$

$$c_1 = (-0,069\tilde{\lambda}^2 + 0,0967\tilde{\lambda} + 0,0635)m^2 + (0,308\tilde{\lambda}^2 - 0,409\tilde{\lambda} - 0,364)m + (-0,378\tilde{\lambda}^2 + 0,456\tilde{\lambda} + 0,785); \quad (5)$$

$$\gamma_{pl} = f_2(\bar{R}, m, \tilde{\lambda}) = b_2\bar{R}_y + c_2; \quad (6)$$

$$b_2 = (-0,320\tilde{\lambda}^2 + 0,456\tilde{\lambda} - 0,07)m^2 + (1,138\tilde{\lambda}^2 - 1,672\tilde{\lambda} + 0,248)m + (-0,196\tilde{\lambda}^2 + 0,288\tilde{\lambda} - 0,039); \quad (7)$$

$$c_2 = (0,153\tilde{\lambda}^2 - 0,105\tilde{\lambda} - 0,102)m^2 + (-0,464\tilde{\lambda}^2 + 0,207\tilde{\lambda} + 0,558)m + (0,126\tilde{\lambda}^2 - 0,227\tilde{\lambda} + 1,062). \quad (8)$$

В приведенных выше функциях приняты следующие обозначения: $\bar{R} = R_y / 410$ - относительное расчетное сопротивление стали ($205 \leq R_y \leq 410$); $\tilde{\lambda} = \lambda / 100$ - относительная гибкость элемента ($20 \leq \lambda \leq 120n$). Коефіцієнт 0,94 получен после обработки результатов математического эксперимента.

Влияние ОНС предложено учитывать путем введения дополнительного коэффициента $\beta_{f,rs}$, численное значение которого можно определить по формуле

$$\beta_{f,rs} = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{str(com)}^{(f)'}}{R_y^f}}, \quad (9)$$

где $\sigma_{str(com)}^{(f)}$ - остаточные растягивающие (сжимающие) напряжения на кромках поясов (ОРН принимаются со знаком «плюс», ОСН – со знаком «минус»). Величины ОН можно определить по методике, изложенной в монографии [1].

Все вышеприведенные формулы применимы для условия постоянства ОНС на всей длине элемента. Наличие регулирования ОНС на части длины может быть учтено введением дополнительного коэффициента β_H . Величину этого коэффициента для интервала гибкостей $60 \leq \lambda \leq 100$ и зоны наплавки H_R ($0 \leq H_R \leq H$) с достаточной для практических целей точностью можно определить по формуле

$$\beta_H = \beta_{f,rs,1} + \frac{\beta_{f,rs,2} - \beta_{f,rs,1}}{H} H_R. \quad (10)$$

Тогда несущую способность сжатых элементов с наплавкой на части длины можно оценить по формуле:

$$\sigma_f = \frac{N}{\varphi_{pl} A} \leq \gamma_c \beta_H R_y^f. \quad (11)$$

В формулах (10) и (11): $\beta_{f,rs,1}$ – величина коэффициента $\beta_{f,rs}$, определенная по формуле (9), с учетом наличия ОСН (для сварных элементов) или их отсутствия; $\beta_{f,rs,2}$ – величина коэффициента $\beta_{f,rs}$, определенная по формуле (9), с учетом наличия ОРН на кромках поясов (после регулирования). Для прокатных элементов условно считается, что $\beta_{f,rs,1} = 1$.

Выводы

Предложена методика расчета устойчивости сжатых стальных элементов с учетом упругопластических свойств материалов и наличия ОНС. Рассматривается возможность регулирования ОНС на части длины.

Методика расчета распространяется на сжатые стержневые стальные элементы. Показана возможность увеличения несущей способности сжатых стальных элементов за счет регулирования ОНС на части длины, что подтверждается данными экспериментальных исследований.

Литература

- [1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- [3] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
- [4] Голоднов А.И. Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками / А.И. Голоднов, О.С.Балашова // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18–24.
- [5] 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.
- [6] 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.

Надійшла до редколегії 19.07.2012 р.

УДК 69.059.2

Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных балок при различных нагрузениях

Голоднов К.А., Кондратюк Е.В.

Донбасский государственный технический университет, Украина

Аннотация. Изменение функционального назначения зданий и сооружений часто сопровождается изменением конструктивной схемы. Как правило, элементами замены перекрытий являются сталежелезобетонные балки. Рассматривается работа сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных режимах нагружения.

Анотація. Зміна функціонального призначення будинків і споруд часто супроводжується зміною конструктивної схеми. Як правило, елементами заміни перекриттів є сталезалізобетонні балки. Розглядається робота сталезалізобетонних балок при повторних і знакозмінних режимах навантаження.

Abstract. The change of functional assignment of buildings and structures is accompanied frequently by change of the constructive circuit. As a rule, elements of overlapping replacement are reinforced steel-concrete beams. The work of steel-concrete beams is under repeat and sign variable modes of loading considered.

Ключевые слова: сталежелезобетонные балки, знакопеременный режим нагружения, кратковременное и длительное действие нагрузки, несущая способность, жесткость сечений.

Введение. Постановка проблемы. Сталежелезобетонные балки находят широкое применение в строительстве как конструкции перекрытий и покрытий. Они с одинаковым успехом могут использоваться как в новом строительстве, так и в виде элементов усиления или замены изношенных конструкций. Широкому внедрению также способствует хорошая сочетаемость сборных и монолитных конструкций, в частности, стальных – с тяжелым и легким бетоном.

Возведение сталежелезобетонных перекрытий и покрытий ускоряет сроки строительства и ремонта. Эксплуатация перекрытий возможна практически сразу после монтажа стальных балок и начала схватывания уложенной бетонной смеси.

Методики расчета сталежелезобетонных конструкций изложены в ДБН В.2.3-14:2006 [1] и ДБН В. 2.6-160:2010 [2]. Вместе с тем, вопросы, связанные с расчетом конструкций при знакопеременных нагрузениях, остаются открытыми и подлежат дальнейшему изучению.

Анализ последних достижений и публикаций. В ГП «ГНИИСК» на протяжении последних трех десятков лет проводились комплексные исследования работы бетона и железобетона. Были исследованы диаграммы бетона при однородном и неоднородном нагружении, установлено влияние на параметры диаграммы сжатия бетона и напряженно-деформированное состояние (далее – НДС) железобетонных конструкций кратковременных малоцикловых повторных и знакопеременных режимов нагружения [3–7].

По результатам исследований разработаны методы расчета конструкций, основанные на использовании реальных прочностных и деформативных характеристик материалов. Разработанные методы расчета дают возможность учесть влияние изменения жесткости сечений при расчетах отдельных конструкций, зданий и сооружений в целом.

В действующих нормативных документах (ДБН В.2.3-14:2006 [1] ДБН В.2.6-160:2010 [2] и ДБН В.2.6-98:2009 [8]) приведены методики расчета на отмеченные выше виды нагружения. Отсутствуют методы расчета сталежелезобетонных конструкций при различных видах (кратковременное или длительное) и режимах (однократное, повторные, знакопеременные) нагружений (далее – при различных видах и режимах нагружений).

Целью работы является разработка практических методов расчета сталежелезобетонных балок как элементов перекрытий при различных видах и режимах нагружения.

Основная часть. Для описания свойств железобетона принята модель ГП «ГНИИСК» [3–7] и весь аналитический аппарат строится на использовании физико-механических характеристик бетона, определяемых при стандартных и специальных [5] испытаниях. Полную диаграмму сжатия бетона можно заменить трапецеидальной (по сути, диаграммой Прандтля, но позволяющей учитывать работу бетона на ниспадающей ветви), вводя поправочный коэффициент α к R_b (рис. 1). Такой подход может быть использован и при расчетах конструкций с учетом фактора времени.

Зависимости $\alpha = f(\varepsilon_1)$ могут быть представлены в виде [9, 10]:

$$\alpha = (0,95 - 0,00173R_b)(2y_\alpha - y_\alpha^2)^k; \quad (1)$$

$$k = R_b/R; \quad (2)$$

$$y_\alpha = \varepsilon_1/\varepsilon_m; \quad 0 \leq y_\alpha \leq \varepsilon_{b,u}/\varepsilon_m, \quad (3)$$

где R, R_b - соответственно сопротивления бетонов сжатию класса В50 и железобетонного элемента (МПа) в зависимости от типа задачи (расчет по предельным состояниям I или II группы); ϵ_m - деформации бетона при максимальном значении α .

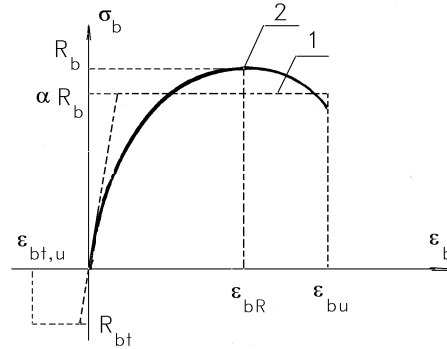


Рис. 1. Расчетная (1) и условно-точная (2) диаграммы « $\sigma - \epsilon$ » бетона

Деформации ϵ_m и $\epsilon_{b,u}$ в зависимости от типа задачи и класса бетона по прочности могут быть определены по следующим формулам:

— при расчетах по предельным состояниям I группы

$$\epsilon_m = (325 - 4R_b)10^{-5}; \quad (4)$$

$$\epsilon_{b,u} = (440 - 8,33R_b)10^{-5}, \quad (5)$$

— при расчетах по предельным состояниям II группы

$$\epsilon_m = (370 - 4,5R_b)10^{-5}; \quad (6)$$

$$\epsilon_{b,u} = (490 - 7R_b)10^{-5}. \quad (7)$$

Кривизны при длительном действии нагрузки можно определить, используя приведенную выше методику определения НДС сечений изгибаемых элементов при кратковременном действии нагрузки, вводя еще один поправочный коэффициент α_t к R_b . Тогда напряжения в бетоне при длительном действии нагрузки:

$$\sigma_{b,t} = \alpha_t \alpha R_b, \quad (8)$$

где α_t - поправочный коэффициент, учитывающий увеличение деформативности бетона при длительном нагружении и несоответствие силовой и деформационной эпюр напряжений в бетоне изгибаемого железобетонного элемента.

Зная физико-механические характеристики металла балок, бетона и арматуры, можно определить и НДС расчетного сечения сталежелезобетонной балки на всех стадиях нагружения. Полученные в результате такого расчета зависимости «момент–кривизна» (« $M - \kappa$ ») и на их основе зависимости «кривизна–модуль упругости» в дальнейшем можно использовать как при расчетах отдельных конструкций перекрытий, так и при расчетах зданий с применением вычислительных комплексов МКЭ типа ЛИРА или SCAD. Такие расчеты выполняются, последовательно уточняя деформативные характеристики бетона (модуль упругости) сталежелезобетонных элементов и, при необходимости, жесткости элементов, моделирующих основание. В этом случае можно говорить о расчете системы «сталежелезобетонная балка–деформируемое основание» (далее – система).

Развернутая методика построения диаграммы « $M - \kappa$ » сталежелезобетонных балок при различных видах и режимах нагружений приведена в работах [9, 10].

Расчет НДС системы заключается в последовательном определении усилий в элементах системы и уточнения жесткостных характеристик в зависимости от действующих усилий. Зависимости между перемещениями точек оси балки и кривизнами сечений в этих точках выражаются уравнениями [11]:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6n^2} [(3i-4)\kappa_1 + 6 \sum_{j=2}^{i-1} (i-j)\kappa_j + \kappa_i] + (\delta_1 - \delta_i); \quad (9)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2n} (\kappa_1 + 2 \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i), \quad (10)$$

где y_i – совместное перемещение i -й точки оси балки и i -й опоры, которое определяется как разность полного перемещения указанной точки балки и вынужденного перемещения опоры δ_i (для точек балки в пролете $\delta_i = 0$);

κ_i – кривизна i -го сечения балки; φ_i – угол поворота i -го сечения балки; n – количество участков, на которые разбита длина балки L (при выборе числа участков следует учитывать, что точность повышается при $n \rightarrow \infty$).

Для практических целей достаточно, если $n \geq L/h$, где h – высота балки);

В связи с неопределенностью входящих в формулы (9) и (10) величин жесткостей сечений и опор задача решается итерационным путем по следующему алгоритму.

1. Задаються исходними даними: параметрами сечення, схемой приложення нагрузки, характеристиками материалов и т.п.
2. Определяют зависимости «момент–кривизна» для сечений и жесткостные характеристики опор. На первом этапе задаются упругими жесткостными характеристиками сечений и опор.
3. Формируют и решают систему уравнений (9) и (10).
4. По результатам выполненных расчетов уточняют величины действующих усилий и жесткостные характеристики сечений и опор.
5. Расчет по п.п. 3...4 продолжают до тех пор, пока для двух смежных итераций расчета распределение жесткостей и величин кривизны определяются с достаточной для практических целей точностью.
6. При наличии информации о деформировании конструкции, находящейся в эксплуатации, последовательно уточняют жесткостные характеристики опор, добиваются соответствия реальной конструкции и модели. Оценивают состояние конструкции, полученное по результатам расчета. При наличии данных о прогнозе развития осадок основания выполняют расчет на прогнозные воздействия.
7. Расчеты по п.п. 3...6 производят до тех пор, пока не выполнится хотя бы один из критериев исчерпания несущей способности. На основании выполненных расчетов делают выводы о техническом состоянии и величине остаточного ресурса эксплуатируемой конструкции, необходимости усиления или замены.

Общее решение справедливо при любых сочетаниях поперечной нагрузки и условиях на контакте и концах балки.

Определить усилия в сталежелезобетонных балках можно с помощью вычислительных комплексов МКЭ (ЛИРА, SCAD и др.). В этом случае формируется расчетная схема МКЭ, в которой стальные балки моделируются КЭ типа КЭ-10 (универсальный пространственный стержневой конечный элемент), железобетонные элементы – КЭ-41 (прямоугольный конечный элемент оболочки), опоры – КЭ-51 (элемент, моделирующий связь конечной жесткости).

Расчет конструкций с учетом изменения жесткости сталежелезобетона выполняется следующим образом.

1. Формируется расчетная схема системы из конечных элементов типа КЭ-10, КЭ-41 и КЭ-51. На первом этапе расчета принимаются упругие характеристики бетона и арматуры.

2. Вычисляются зависимости «момент–кривизна» для железобетонных сечений конечных элементов КЭ-41 плиты при положительном и отрицательном изгибающих моментах.
3. Выполняется расчет системы при упругих характеристиках элементов. Определяются усилия и перемещения в элементах системы.
4. В зависимости от уровня действующих усилий в КЭ-41 с использованием диаграммы «момент–кривизна» уточняется жесткость (приведенный модуль упругости бетона) элементов по формуле

$$E_{pl} = \frac{M}{\kappa I_{red}}, \quad (11)$$

где κ - кривизна сечения, соответствующая действующему изгибающему моменту (M_x или M_y) из диаграммы «момент–кривизна»; M – изгибающий момент в центре конечного элемента КЭ-41 (соответственно M_x или M_y); I_{red} - приведенный момент инерции сечения.

5. Уточняются модули упругости в исходных данных и выполняется перерасчет системы. Модули упругости при знакопеременном нагружении определяются по методике [9, 10].
6. Расчет по пп. 3...5 продолжается до тех пор, пока не будет выполнено условие сходимости.

Упрощенная схема решения задачи может быть получена при использовании расчетного таврового сталежелезобетонного сечения. Расчетная схема системы формируется из конечных элементов типа КЭ-10 и КЭ-51. Расчет выполняется по следующей схеме.

1. Формируется расчетная схема системы из конечных элементов типа КЭ-10 и КЭ-51. На первом этапе расчета принимаются упругие характеристики бетона и арматуры.
2. Определяются зависимости «момент–кривизна» для сечений КЭ при положительном и отрицательном изгибающих моментах.
3. Выполняется расчет системы при упругих характеристиках элементов. Определяются усилия и перемещения в элементах системы.
4. В зависимости от уровня действующих усилий в КЭ-10 с использованием диаграммы «момент–кривизна» (при необходимости и жесткости КЭ-51 по соответствующим методикам) уточняется жесткость (приведенный модуль упругости бетона) элементов по формуле (11).

5. Уточняются модули упругости в исходных данных и выполняется перерасчет системы.

6. Расчет по пп. 3...5 продолжается до тех пор, пока не будет выполнено условие сходимости.

Как видно, расчет с использованием ВК МКЭ требует трудоемкой ручной корректировки исходных данных, но позволяет получить результат с достаточной для практических целей точностью. Применение расчетной схемы с использованием КЭ-41 позволит оценить влияние свесов полок на деформирование всей системы.

Выводы

1. Разработан расчетный метод определения НДС нормальных сечений сталежелезобетонных балок при различных видах и режимах нагружений. Используемые для разработки метода расчетные предпосылки прошли широкую апробацию и используются при решении аналогичных задач теории железобетона.

2. Предложен метод расчета системы «сталежелезобетонная балка–основание» при различных видах и режимах нагружения с учетом нелинейных свойств железобетона и основания. Для решения задачи используются известные уравнения метода начальных параметров. Специфика деформирования сталежелезобетонных балок учитывается путем применения соответствующих зависимостей «момент–кривизна» при корректировке жесткостей сечений.

3. Рассмотрена возможность применения МКЭ для решения поставленной задачи. Уточнение жесткостей элементов производится путем построения зависимостей «момент–кривизна» и уточнения приведенного модуля упругости материала КЭ после каждой итерации расчета. Применение МКЭ позволит учесть влияние изгиба полок на поведение всей системы и получить результат с требуемой точностью.

Литература

- [1] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [2] ДБН В. 2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
- [3] Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31–34.

- [4] Гольшев А.Б. О диаграмме состояния бетона при осевом сжатии и деформациях его предельной сжимаемости // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 58. – С. 21–24.
- [5] Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « σ – ε » бетона при кратковременном сжатии / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1985. – 16 с.
- [6] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
- [7] Голоднов К.А., Бамбура А.Н. Экспериментальное обоснование метода расчета сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных режимах нагружения // Зб. наук. праць Луганського національного аграрного університету. Сер.: Техн. науки. – Луганськ: ЛНАУ, 2007. – № 71 (94). – С. 70–75.
- [8] ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- [9] Голоднов К.А. Диаграмма “момент-кривизна” сталебетонних балок при знакопеременном нагружении // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК.– К.: НДІБК, 2004. – Вип. 60. – С. 622–626.
- [10] Голоднов К.А. Жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов реконструируемых зданий и сооружений // Вісн. Донбас. держ. академії будівництва і архітектури: Зб. наук. праць: Будівельні конструкції, будівлі та споруди – Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. – Макіївка: ДонДАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 65–69.
- [11] Голоднов А.И. Деформирование сжато-изгибаемых элементов сооружений из упругопластических материалов при изменении условий закрепления // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2004. – Вип. 60. – С. 627–632.

Надійшла до редколегії 20.07.2012 р.

УДК 624.014:620.193

Научно-техническое сопровождение при оценке ресурса и реконструкции строительных объектов

¹Москаленко В.И., к.т.н., ²Королёв В.П., д.т.н., ³Гибаленко А.Н., к.т.н.,
²Селютин Ю.В., к.т.н.

¹ООО фирма «Промбудремонт», Украина

²ООО «Укринсталкон им.В.Н.Шимановского», ДонЦТБ, Украина

³ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет», Украина

Анотація. Представлене теоретичне обґрунтування і практичний досвід робіт з управління технологічною безпекою при реалізації програм переозброєння і стратегічного розвитку підприємств. Для організації технічного обслуговування і ремонтно-відновлювальних робіт за фактичним станом використаний експертний показник пропускної спроможності регулювання ресурсу конструкцій. Вирішена задача оцінки коефіцієнта зворотного зв'язку при негативних зовнішніх впливах для забезпечення післяремонтної несучої здатності конструкцій будівель і споруд. Показані переваги конструктивних і технологічних рішень при ремонтному посиленні і захисті конструкцій за допомогою рулонних фотополімерних волоконно-армованих матеріалів. Порівняльний аналіз ефективності застосування полімерних композитних матеріалів виконаний за наслідками визначення коефіцієнта готовності конструктивних елементів з урахуванням рівня корозійної небезпеки будівельних об'єктів.

Аннотация. Представлено теоретическое обоснование и практический опыт работ по управлению технологической безопасностью при реализации программ перевооружения и стратегического развития предприятий. Для организации технического обслуживания и ремонтно-восстановительных работ по фактическому состоянию использован экспертный показатель пропускной способности регулирования ресурса конструкций. Решена задача оценки коэффициента обратной связи при негативных внешних воздействиях для обеспечения послеремонтной несущей способности конструкций зданий и сооружений. Показаны преимущества конструктивных и технологических решений при ремонтном усилении и защите конструкций с помощью рулонных фотополімерных волоконно-армированных материалов. Сравнительный анализ эффективности применения полимерных композитных материалов выполнен по результатам определения коэффициента готовности конструктивных элементов с учетом уровня коррозионной опасности строительных объектов.

Abstract. The theoretical justification and skills in the management of the technological safety in the course of enterprises reequipment and strategic development of the enterprises is presented. For organization of the maintenance of the repair and the repair-and-renewal operations by the actual state, the expert index of carrying capacity of the still structure control was used. The problem of estimation of the feedback factor in course of the negative external actions for provision of the after-repair carrying capacity of structures and constructions are solved. The advantages of the structural and technological decisions in course of the structure repair strengthening and protecting with a help of the roll photopolymer fiber-armored materials are shown. The comparison analysis of the efficiency of the polymeric composition material use is carried out according to the result of the determination of the structural member preparedness taking into account the level of corrossions aggressiveness.

Ключевые слова: несущая способность конструкции, анализ эффективности, коэффициент готовности.

Введение. Методы учета производственных затрат, обеспечивающих нормативные показатели качества и долговечности строительных металлоконструкций, в значительной степени зависят от отраслевой принадлежности предприятий, методов организации производства, особенностей технологических процессов и других условий. Техничко-экономические показатели ремонтно-восстановительных работ строительных объектов определяются специфическими условиями организации, управления и материально-технического обеспечения работ при новом строительстве, технической эксплуатации и реконструкции производственных предприятий.

Здания и сооружения, как конечная продукция строительного производства, составляют значительную часть основных фондов и рассчитаны на длительную эксплуатацию. Потребности нового строительства, а также реконструкция, техническое перевооружение и модернизация действующих промышленных предприятий требуют применения обоснованных мер обеспечения нормативных сроков службы конструкций, оценки остаточного ресурса и управления эксплуатационным сроком их надежной и безопасной эксплуатации.

В Донецкой области образована мощная техносфера, включающая объекты инфраструктуры и производственные фонды. По основным факторам техногенной нагрузки региона имеет место превышение в 5-15 раз аналогичных показателей ведущих промышленно развитых стран. Основы безопасности природно-техногенной сферы базируются на теории техногенных и природных катастроф, правовом и экономическом управлении рисками, научных принципах, методах диагностики, мониторинга и инженерной защиты.

Цель работы связана с анализом эффективности конструктивных и технологических решений, направленных на повышение послеремонтной несущей способности конструкций и сооружений, при производстве ремонтно-восстановительных работ на потенциально опасных объектах, требующих выполнения комплекса задач научно-технического сопровождения [1, 2].

Представленные материалы отражают опыт взаимодействия Донбасского центра технологической безопасности ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» и ООО фирма «Промбудремонт» при решении практических задач продления ресурса конструкций и сооружений производственных объектов ПрАО «Донецксталь»-металлургический завод» [3, 4]. Разработ-

ки направлены на внедрение эффективных методов управления технологической безопасностью в условиях модернизации производственного потенциала Донбасса, концентрацию финансовых, материально-технических ресурсов и научно-технического потенциала для оценки и продления ресурса объектов инфраструктуры и основных фондов, стимулирование инноваций, направленных на разработку новых материалов и применения ресурсосберегающих технологий.

Методика управления технологической безопасностью потенциально опасных объектов. Организация вертикально интегрированной системы управления надежностью и безопасностью эксплуатации конструкций зданий и сооружений, предупреждение возникновения аварий и чрезвычайных ситуаций техногенного характера направлены на выполнение требований технического регулирования Директивы Совета ЕС №89/106/ЕЕС.

Для характеристики методов управления технологической безопасностью сопоставим область применения требований техногенной и промышленной безопасности. Техногенная безопасность устанавливает степень защищенности человека, объектов и окружающей среды от созданных и функционирующих сложных технических систем гражданского и промышленного назначения.

Сфера промышленной безопасности определяет степень защищенности человека от опасных производственных факторов.

Технологическая безопасность характеризует степень защищенности человека, общества, объектов и окружающей среды от угроз, связанных с необоснованным созданием или несозданием технических систем, технологических процессов и материалов, обеспечивающих устойчивое развитие в основных отраслях экономики. Технологическая безопасность представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующую систему мер для поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей, которые полностью или в значительной степени исчерпали свой нормативный ресурс. Такие объекты рассматриваются как источники потенциальной опасности при модернизации (техническом переоснащении), реконструкции и продлении срока их эксплуатации. Анализ отечественных нормативных документов, европейских и международных стандартов подтверждает, что обеспечение безопасности и ремонтно-пригодности конструкций связаны с управлением на принципах всеобщего управления качеством (TQM).

Управление проектной и технологической документацией, а также контроль качества при изготовлении и монтаже конструкций, производстве ремонтно-восстановительных работ выполняется главным

образом на методической основе стандартов серии ISO 9001:2000, что позволяет использовать процессный подход к обеспечению надежности и безопасности конструкций и сооружений (рис. 1).

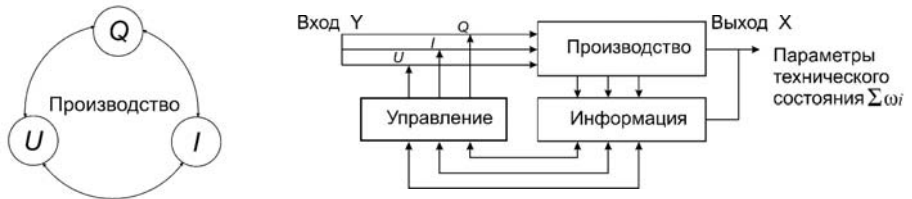


Рис. 1. Схема процессного подхода и структурно-организационная модель материальной (Q), информационной (I) и управленческой (U) составляющих мониторинга коррозионного состояния строительных объектов

Стабильность и непрерывность производственных процессов при негативных воздействиях обеспечивается условиями технологической безопасности, которые могут быть представлены в виде:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^N U_i \geq \sum_{i=1}^N (S_{d,i} + S_{c,i}), \\ \sum_{i=1}^N U_i = \sum_{j=1}^M f(T_{v,j}) \Rightarrow \min, \end{cases} \quad (1)$$

где U_i – затраты на поддержание i -го конструктивного элемента выборки (N) в работоспособном состоянии, обеспечивающие требования технологических процессов зданий и сооружений, грн/год; $S_{d,i}$ – потери, вызванные физическим износом, грн/год; $S_{c,i}$ – потери в результате морального старения, грн/год; $T_{v,j}$ – показатель ремонтпригодности, определяющий промежуток времени (год), для восстановления работоспособности при минимальных затратах j -го конструктивного элемента выборки (M), степень критичности дефектов и повреждений которого выше предельного уровня повреждаемости.

Разработанный методический подход предусматривает основные этапы оценки уровня риска по технологической безопасности (R_i , балл) для конструкций зданий и сооружений:

- выбор режима контроля параметров конструкций по результатам оценки повреждаемости и допустимым интервальным значениям ремонтпригодности;
- количественную оценку показателя ремонтпригодности $T_{v,j}$ на основании расчета стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность;

- анализ уровня уязвимости стальных конструкций в зависимости от степени критичности (категории) дефектов и повреждений;
- оценивание угроз (категории технического состояния) при эксплуатации по фактическому состоянию для установленных значений ремонтпригодности стальных конструкций;
- восстановление эксплуатационных свойств, продление ресурса стальных конструкций и понижение уровня риска при реализации мер программ обеспечения надежности (ПОН) объектов повышенной опасности.

В соответствии с требованиями методики предельных состояний оценивается пропускная способность регулирования ресурса, определяющая допустимое изменение проектного значения отношения резерва надежности для восстановления работоспособного состояния за счет конструктивно-технологических ограничений и методов обеспечения требуемой послеремонтной несущей способности.

Данные контроля технического состояния объектов (параметры «выхода» системы) позволяют произвести анализ требований технологической безопасности (параметры «входа») для обоснования регламента ремонтно-восстановительных работ с учетом показателей ремонтпригодности и послеремонтной несущей способности. Задание критериев предельных состояний при продлении ресурса по результатам оценки фактического состояния выполняется с помощью коэффициента обратной связи режима эксплуатации конструкций (ψ) на основании зависимости

$$N = \Phi / (\Gamma - \psi), \quad (2)$$

где N – наибольшее расчетное усилие в конструктивном элементе, кН; Φ – предельное усилие, кН, которое может воспринять элемент с характеристикой повреждаемости Θ_f ; Γ – отношение резерва надежности.

Использование коэффициента обратной связи режима эксплуатации (ψ) обеспечивает реализацию аналитического подхода к управлению технологической безопасностью, формированию программ обеспечения надежности на основе решения задач анализа возможных причин, последствий отказов (FMEA) и оценки критичности отказов (FMESA). При этом критерием технологической безопасности конструкций является характеристика (η), определяющая пропускную способность регулирования ресурса

$$\eta = 1 / (\Gamma - \psi). \quad (3)$$

При накопленні повреждень Θ_f коефіцієнт обратної зв'язи (ψ) характеризує зниження експлуатаційних показателів сталевих конструкцій при установленому проектному значенні отношения резерва надійності (Γ). Возмущаючі впливи негативних зовнішніх факторів $A(L, G, S, T, R)$ і внутрішніх параметрів $A(f)$ викликають корозійне руйнування і появу ознак граничних станів конструкцій. Пропускна здатність регулювання ресурсу характеризує допустиме змінення проектного значення отношения резерва надійності (Γ) для відновлення робоспроможного стану і продовження ресурсу за рахунок конструктивно-технологічних обмежень і методів забезпечення виможуваної послеремонтної несучої здатності. Конечноеlementне моделювання напружено-деформованого стану сталевих конструкцій для оцінки показателів ресурсу (ψ , η) виконано з використанням інтегрованого розрахункового комплексу SCAD.

Структура проектних і технологічних рішень по забезпеченню надійності об'єктів підвищеної небезпечності представлена на рис. 2.

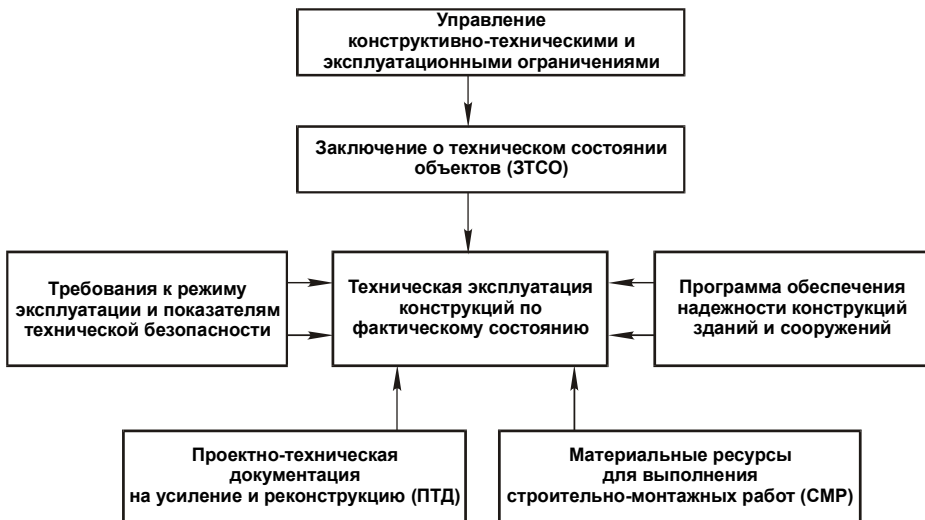


Рис. 2. Організаційно-технічні заходи по забезпеченню технологічної безпеки

Продление ресурса объектов повышенной опасности. Решение задачи оценки остаточного ресурса главным образом определяется показателями ремонтпригодности, характеризующими приспособленность конструкций к предупреждению, обнаружению и устранению дефектов и повреждений путем проведения технического обслуживания и ремонтов.

Анализ обеспеченности технического обслуживания и ремонта на предприятиях создает условия для разработки программ обеспечения надежности (ПОН), включающих формирование и привлечение требуемых ресурсов при обслуживании строительных объектов по фактическому состоянию.

Рассмотрим основные этапы работ при продлении нормативного срока службы на примере стальных конструкций рудного перегружателя грузоподъемностью 30 т пролетом 76,2 м.

Рудно-грейферный кран (РГК-2) эксплуатируется с 1954 г. в тяжелом режиме работ. Кран-перегрузатель установлен на рудном дворе доменного цеха ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод (рис. 3, 4).



Рис. 3. Общий вид РГК-2



Рис. 4. Коррозионный износ конструкций

Эксплуатационные нагрузки обусловлены особенностью технологического процесса рудного двора, где происходит разгрузка, сортировка по маркам и хранения шихты, предназначенной для подачи в домы № 1 и № 2 доменного цеха. Эксплуатация металлоконструкций крана осуществляется в условиях значительных динамических воздействий, превышающих расчетные из-за необходимости сортировки и погрузке-разгрузке слежавшихся, подвергающихся замерзанию, складированных и перемещаемых углей и шихты.

В конструктивном отношении стальная клепанная решетчатая конструкция РГК-2 имеет пролет 76,2 м и консоли – со стороны шарнирной опоры 21,85 м, со стороны жесткой опоры 34,5 м. Численные исследования напряженно-деформированного состояния несущих конструкций учитывали специфику расчета конструкций мостовых перегружателей.

При постановке задачи продления ресурса рассмотрены параметры грузоподъемности, интенсивности эксплуатации (действующая производительность, фактические скорости подъема груза, передвижения тележки и моста крана) и ремонтпригодности. В качестве расчетной схемы принята пространственная схема моста с П-образным сечением в решетчатом исполнении.

Усилия в элементах определялись методом пространственных конечных элементов с использованием вычислительного комплекса «SCAD Office». Выявлены элементы, напряжения в которых превышают предельные с учетом действительных режимов нагружения и технического состояния. По данным мониторинга технического состояния установлено, что при III категории технического состояния, высоком уровне уязвимости для группы ответственности (R2), уровень риска стальных конструкций перегружателя по технологической безопасности составляет 8 баллов в соответствии с требованиями таблицы.

Таблица
Уровни рисков по технологической безопасности (R_i) в зависимости от групп ответственности, уровня угроз и уязвимости конструкций и сооружений

Группы ответственности по технологической безопасности	Уровень угрозы (категория технического состояния)											
	низкий (I)			низкий (II)			средний (III)			высокий (IV)		
	Оценка уязвимости конструкций											
	Н	С	В	Н	С	В	Н	С	В	Н	С	В
Объекты с функциями обслуживания непроизводственного назначения (R5)	1	2	3	2	3	4	3	4	5	4	5	6
Объекты с функциями обслуживания производственного назначения (R4)	2	3	3	3	4	5	4	5	6	5	6	7
Вспомогательные объекты (R3)	3	3	4	4	5	6	5	6	7	6	7	8
Основные объекты, допускающие ремонт и техническое обслуживание без технологической остановки (R2)	4	4	5	5	5	7	6	7	8	7	8	9
Основные объекты, для которых ремонт и техническое обслуживание выполняется при технологической остановке (R1)	5	5	6	5	6	7	7	8	8	8	9	10

Причинами неудовлетворительного эксплуатационного состояния конструкций могут быть низкая технологическая дисциплина при изготовлении и монтаже конструкций, нарушение требований проектной документации и технологических регламентов. Аварийная ситуация, связанная с дефектами монтажных соединений стальных конструкций ферм моста, показанная на рис. 5. В соответствии с разработанными проектными и технологическими решениями произведены работы по замене и усилению поврежденных конструкций, восстановлена работоспособность радиального сгустителя.

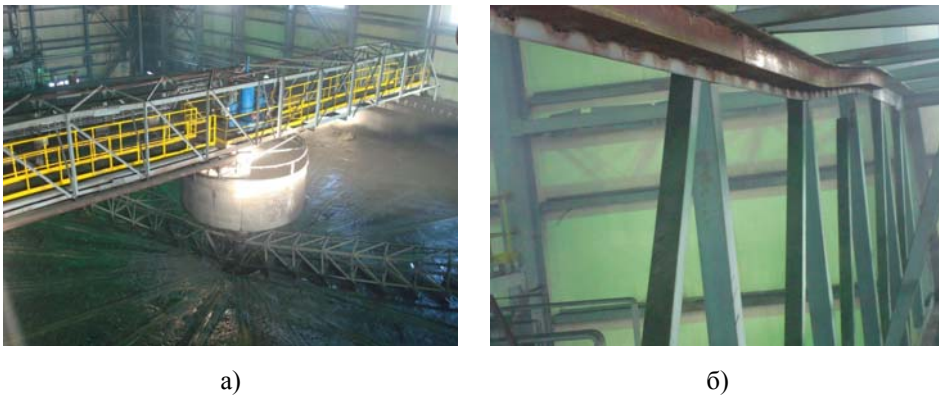


Рис. 5. Конструкции пролётного сооружения радиального сгустителя:
а) Общий вид сооружения; б) Повреждения элементов стальных ферм

Процедура проведения ремонтно-восстановительных работ при продлении ресурса объектов повышенной опасности, как правило, включает требования обеспечения технологической, производственной и техногенной опасности. Сложность проектных и технологических требований обуславливает применение новых материалов и технологий.

Возможность восстановления герметичности тройника трубопровода была обеспечена без применения сварочных работ и прекращения подачи коксового газа за счет применения упрочняющего полиэстерового волокноармированного пластика (рис. 6, 7).



Рис.6. Поврежденный участок тройника коксового газа ПАО «Ясиновский коксохимзавод»



Рис. 7. Тройник коксового газа после ремонтного восстановления

Данный материал успешно используется для химической и противокоррозионной защиты трубопроводов, емкостей для хранения агрессивных сред и пищевых продуктов, водостоков и вентиляционных коммуникаций [5].

Выводы

С учетом факторов неопределенности и риска, высокого уровня физического износа методология ремонтно-восстановительных работ объектов повышенной опасности включает научно-техническое сопровождение на основе требований обеспечения технологической безопасности. Указанное обстоятельство имеет первостепенное значение для предупреждения аварийных ситуаций и обоснования мероприятий по усилению и реконструкции при модернизации и техническом переоснащении. Мониторинг технического состояния конструкций и сооружений включает расчетную оценку остаточного ресурса, регулирование послеремонтной несущей способности с учетом положений норм ДБН В.1.2-5:2007 и ДБН В.1.2-9-2008 и способствует повышению эффективности финансовых и материальных затрат.

Процессный подход к обеспечению технологической безопасности предполагает переход от расчетных показателей пассивной надежности к разработке программ управления рисками для предупреждения или нейтрализации последствий отказов. Таким образом, можно констатировать, что обеспечение надежности и безопасности объектов возможно только на принципах всеобщего управления качеством (TQM).

Литература

- [1] ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – Мінрегіон України. – 16 с.
- [2] ДБН В.1.2-9-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель та споруд. Безпека експлуатації. – Мінрегіон України. – 21 с.
- [3] Шимановський О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / Шимановський О.В., Корольов В.П. // Промислове будівництво та інженерні споруди, 2008. – № 1. – С. 4–9.
- [4] Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Корольов В.П., Оглобля А.И., Рухович И.Р., Филатов Ю.В. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 463 с.
- [5] Рекомендации по применению фотополимерных волоконно-армированных материалов «ТехноПласт» при ремонтно-восстановительных работах и защите от коррозии листовых металлоконструкций. – Киев: УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского, 2006. – 48 с.

Надійшла до редколегії 21.08.2012 р.

УДК 624.014:620.193

Оценка соответствия качества противокоррозионной защиты требованиям надежности стальных конструкций

¹Королёв В.П., д.т.н., ²Амелина А.Ю., ²Греков Н.С.

¹ООО «Укринсталькон им.В.Н.Шимановского», ДонЦТБ, Украина

²ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет», Украина

Анотація. Показана необхідність оцінки показників надійності за граничними станами з урахуванням вимог корозійної стійкості, довговічності і ремонтно-придатності. Встановлені розрахункові характеристики сталевих конструкцій і їх захисних покриттів при заданих моделях експлуатації будівель і споруд. Розроблені регламентні процедури розрахунково-експериментального підтвердження відповідності якості захисних покриттів встановленому рівню корозійної небезпеки. Розрахункові характеристики сталевих конструкцій і їх захисних покриттів встановлюються за наслідками прискорених корозійних випробувань. Вимоги до категорії відповідальності протикорозійного захисту задаються з урахуванням типової моделі експлуатації. Вибір типової моделі експлуатації залежить від ступеня агресивності дій, конструктивної пристосованості і технологічної раціональності засобів захисту, прийнятої системи технічного обслуговування і ремонту.

Аннотация. Показана необходимость оценки показателей надежности по педельным состояниям с учетом требований коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности. Установлены расчетные характеристики стальных конструкций и их защитных покрытий при заданных моделях эксплуатации зданий и сооружений. Разработаны регламентные процедуры расчетно-экспериментального подтверждения соответствия качества защитных покрытий установленному уровню коррозионной опасности. Расчетные характеристики стальных конструкций и их защитных покрытий устанавливаются по результатам ускоренных коррозионных испытаний. Требования к категории ответственности противокоррозионной защиты задаются с учетом типовой модели эксплуатации. Выбор типовой модели эксплуатации зависит от степени агрессивности воздействий, конструктивной приспособленности и технологической рациональности средств защиты, принятой системы технического обслуживания и ремонта.

Abstract. Necessity of the reliability indices estimation according to the limiting states taking into account the requirements of corrosion resistance, durability and maintainability is shown. Design characteristics of the steel structures and their protective coatings are specified at the specified models of building and construction use. Regulation procedures of the design-experimental demonstration of protective coating quality compliance with the specified level of corrosion risk are developed. Design characteristics of the steel structures and their protective coatings are specified by the results of the accelerated corrosion tests. Requirements to the category of the corrosion protection responsibility are set taking into account the standard model of use. The choice of the standard model of use depends on environment corrosiveness degree, structural fitness and technological rationality of the protective means, and the adopted system of maintenance and repair.

Ключевые слова: показатели надежности, стальные конструкции, техническое обслуживание.

Введение. Промышленные предприятия, инженерные коммуникации, объекты жилищно-коммунального хозяйства и транспортной инфраструктуры включают сооружения, конструкции, машины и оборудование, которые при ухудшении эксплуатационных свойств могут переходить в категорию объектов повышенной опасности. Как правило, это становится реальностью при значительном уровне износа, отсутствии регламентных сроков обновления основных фондов, сложном экономическом и финансовом состоянии большинства субъектов хозяйственной деятельности. В последнее время к перечисленным причинам добавились проблемы низкого качества подготовки специалистов, устаревшая нормативно-техническая база, которые привели к снижению исполнительской дисциплины и эффективности технического обслуживания объектов, эксплуатирующихся в агрессивных средах.

Вопрос «О состоянии защиты металлофонда Украины от коррозии» рассматривался на заседании Межведомственной комиссии по вопросам научно-технологической безопасности при Совете национальной безопасности и обороны Украины 13 октября 2009 г. В Решении комиссии указано на критическое состояние основных производственных фондов по уровню коррозионной защищенности, которое повышает риск возникновения чрезвычайных ситуаций техногенного характера и представляет в соответствии со статьей 7 Закона Украины «Про основи національної безпеки України» угрозу национальной безопасности в экономической и экологической сферах. На основе анализа действующих нормативно-технических и организационно-экономических механизмов регулирования в сфере защиты металлов от коррозии установлено, что существующие подходы не соответствуют требованиям обеспечения безопасности продукции, изложенным в Директиве Европейского парламента и Совета 2001/95/ЕС от 3 декабря 2001 г. В качестве первоочередных мер Решением комиссии предлагается разработать законопроект «Об основных принципах государственной политики в сфере защиты металлофонда от коррозии» и государственную целевую экономическую программу ресурсосбережения и защиты от коррозии в базовых отраслях промышленности Украины.

Комплексный и многофакторный процесс коррозии и защиты материалов определен нормативной базой, которая включает свыше 125 стандартов «Единой системы защиты от коррозии и старения». Техническое определение коррозии является достаточно широким и классифицирует ее как взаимодействие материала с окружающей средой. На фундаментальном уровне проблема коррозии связана с изучением закономерностей механоэлектрохимической кинетики коррозионных процессов и механизмов противокоррозионной защиты. Материаловедческие аспекты основ-

ных тенденций разработки коррозионностойких материалов, средств и методов противокоррозионной защиты составляют общеинженерный уровень для преодоления огромного спектра явлений, сопровождающих деградационные процессы изделий и конструкций во всех отраслях экономики. Следовательно, коррозионные повреждения ухудшают эксплуатационные свойства, снижают несущую способность конструктивных элементов, что ведет к дополнительным затратам на восстановление работоспособности строительных объектов в процессе эксплуатации.

Учитывая тяжелые последствия бездействия последних двух десятилетий в области технического регулирования проблемы коррозии, разработка основ государственной политики и новой концепции государственной программы защиты от коррозии должны опираться на принципы стратегического антикризисного управления. При таком подходе понятие коррозионной опасности включает определенное состояние или ситуацию (угрозу), при которых увеличивается вероятность наступления ущерба в связи с тем, что данное коррозионное состояние или отклонение от нормальной эксплуатации являются потенциальной причиной (угрозой) наступления опасности или того, что может повлиять на размер ущерба.

Целью статьи является обоснование методики процессного подхода к обеспечению качества противокоррозионной защиты строительных металлоконструкций по критериям коррозионной опасности строительных объектов.

Требования к качеству противокоррозионной защиты. Для обеспечения надежности и долговечности строительных объектов в условиях агрессивных сред необходимо привлечение дополнительных материально-технических ресурсов. Выбор стратегии предупреждения и контроля коррозии на основе современных технологий противокоррозионной защиты определяется эффективностью управления и снижения затрат на всех стадиях жизненного цикла конструкций. При отсутствии целенаправленного подхода к выбору средств и методов защиты необоснованные конструктивные и технологические решения вызывают преждевременное разрушение и рост эксплуатационных затрат на восстановление работоспособности или полную замену проблемных конструктивных элементов. Среди причин, обостряющих проблему защиты от коррозии, следует выделить недостаточные меры по снижению степени агрессивности воздействий, низкую коррозионную стойкость строительных сталей, недостаточную оснащенность современными средствами и методами противокоррозионной защиты.

В соответствии с установленной номенклатурой показателей качества стальных конструкций [1] установлены следующие характеристики долговечности:

- коррозийная стойкость (K , мм/год или балл) или степень агрессивности среды (A , г/м²год);
- срок службы защитного покрытия (T_z , год).

Действующие нормативы [2, 3] не содержат требований по оценке качества и надежности противокоррозионной защиты. Следует отметить, что в СНиПе 2.03.11-85 отсутствуют количественные характеристики степени агрессивности воздействий, а рекомендуемые группы защитных покрытий [2, табл. 29] представлены без требований к срокам службы системы противокоррозионной защиты конструкций. На основе анализа положений [2, 3] можно заключить, что действующие нормы не позволяют установить требования к эксплуатационным параметрам при разработке технических решений или рабочих чертежей противокоррозионной защиты. Таким образом, не выполняются условия технического регулирования надежности и конструктивной безопасности в соответствии с нормами ДСТУ Б В.2.6-75:2008 [4] и ДБН В.1.2-14-2009 [5].

Для разработки технических решений и рабочих чертежей на противокоррозионную защиту [6] предлагается использовать обоснованный в работах [7–9] критерий коррозионной опасности. При введении основного требования к проектированию – задания уровня коррозионной опасности – устанавливаются характеристики первичной и вторичной защиты от коррозии, которые позволяют подтверждать соответствие показателей качества и надежности конструкций и их защитных покрытий в течение всего жизненного цикла объекта.

Требования по надежности конструкций в коррозионных средах, включаемые в техническое задание (ТЗ), определяют на стадии технико-экономического обоснования проекта путем выполнения следующих работ:

- анализа требований заказчика, назначения, условий эксплуатации конструкций (проектных аналогов), ограничений по конструктивным решениям, материалам и технологиям защиты, эксплуатационным затратам;
- отработки и согласования с заказчиком степени агрессивности влияния среды, показателей качества мер защиты от коррозии;
- выбора метода контроля качества, системы технического обслуживания и ремонтов с учетом уровня коррозионной опасности конструкций.

Преимуществом выбора системы противокоррозионной защиты конструкций по критерию коррозионной опасности является регламентация мер конструктивной приспособленности и технологической рациональности на стадии проектирования для выбора оптимального решения (рис. 1).

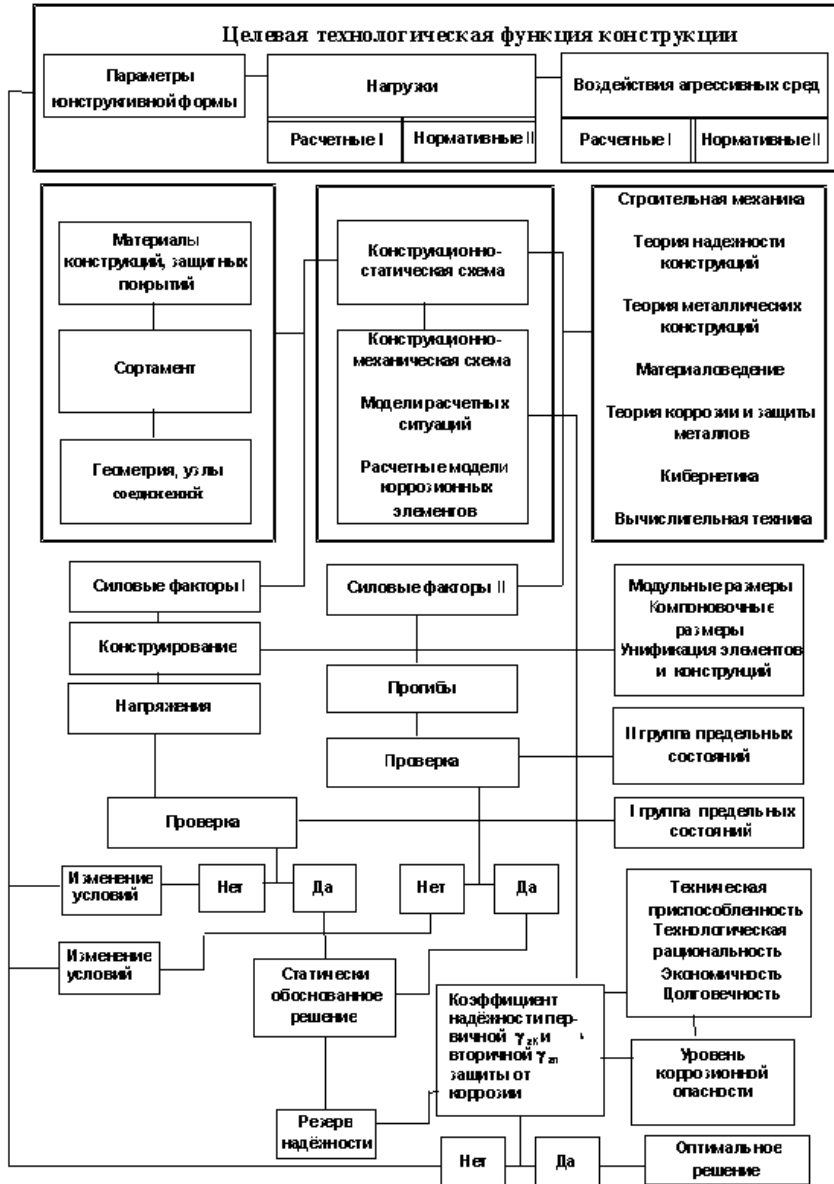


Рис. 1. Схема обоснования оптимальной системы противокоррозионной защиты конструкций

Коррозионная опасность определяет состояние или ситуацию (угрозу), при которых увеличивается вероятность убытков, вызванных коррозией или отклонениями от нормальной эксплуатации конструкций строительных объектов. Уровень коррозионной опасности устанавливается по квалификационным признакам групп конструкций в зависимости от степени агрессивности воздействий и коэффициента готовности средств первичной и вторичной защиты от коррозии.

Качество мер защиты от коррозии представляет совокупность свойств первичной и вторичной защиты, обеспечивающих функциональное назначение и надежность конструкций.

Конструктивные решения первичной защиты повышают коррозионную стойкость и сопротивление внутренним факторам коррозии (местной, питтинговой, контактной, щелевой коррозии, коррозионному растрескиванию, коррозионной усталости и т.п.) за счет рационального выбора стали, концентрации материала в сечениях, выбора геометрической формы конструкции.

Вторичная защита устанавливает проектные решения, обеспечивающие долговечность конструкций за счет обоснования материалов, средств и методов противокоррозионной защиты, технологий технического обслуживания и ремонта.

Конструктивная приспособленность определяет способность противокоррозионной защиты обеспечить прочностные и функциональные требования с учетом срока службы конструкций. Технологическая рациональность включает совокупность свойств, характеризующих соответствие проектных решений и технологичность при изготовлении, возведении и эксплуатации.

Коэффициент готовности противокоррозионной защиты является комплексным показателем ремонтпригодности, характеризующим параметры конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты.

Коэффициенты надежности противокоррозионной защиты (γ_{zk} , γ_{zn}) устанавливают возможные отклонения прочностных, деформационных, эксплуатационных характеристик конструктивных элементов, определенные для типовой модели эксплуатации конструкций и заданного срока службы строительного объекта.

Подтверждение соответствия качества мер защиты выполняется регистрационным или расчетно-измерительными методами согласно указаниям в рабочих чертежах (спецификации) на противокоррозионную защиту.

Оценка агрессивности коррозионных воздействий. Рассмотрим требования действующих норм и обоснования критерия коррозионной опасности по результатам количественной оценки степени агрессивности воздействий.

Для снижения коррозионной опасности вопросы защиты должны решаться путем определения эффективных мер на стадии проектирования и поставок металлоконструкций полной заводской готовности для обеспечения контролируемого качества защитных покрытий.

Показатели коррозионной стойкости и долговечности конструкций должны соответствовать степени агрессивности воздействий режима эксплуатации зданий и сооружений. Для подтверждения соответствия защитных покрытий установленным срокам технического обслуживания и ремонтов используются данные независимой комплексной экологической экспертизы промышленных предприятий.

Для Донецкого региона проблема коррозии связана с ежегодными прямыми затратами порядка 6,6–7,2 млрд. грн, из которых 1,3–1,4 млрд. грн составляют потери, вызванные отсутствием регламентных требований к оценке коррозионной опасности и правильному использованию средств и методов защиты от коррозии. Значимость проблемы для условий Донбасса связана с особым вниманием, которое на протяжении длительного периода уделяется решению вопросов повышения долговечности основных фондов в регионе [10–14].

В качестве примера выполним оценку степени агрессивности воздействий для конструкций в условиях промышленной атмосферы г. Донецка под навесом (категория 2). По требованиям СНиП 2.03.11-85* [7] технические решения защитных покрытий задаются табл. 29 в зависимости от условий эксплуатации (категории размещения) конструкций. В соответствии с ГОСТ 9.039 коррозионная агрессивность атмосферы характеризуется увлажнением поверхности материалов (далее – увлажнение поверхности) и загрязнением воздуха коррозионно-активными агентами.

Продолжительность общего увлажнения поверхности конструкций ($\tau_{\text{общ}} = 3175$ ч/г) установлена по данным продолжительности увлажнения поверхности фазовой пленкой влаги ($\tau_{\text{фаз}} = 2520$ ч/г) и продолжительности увлажнения поверхности адсорбционной пленкой влаги ($\tau_{\text{адс}} = 1080$ ч/г), принятым по климатической зоне г. Донецка.

Выпадение коррозионно-активных агентов для промышленной атмосферы по требованиям ГОСТ 15150 (см. табл.3.8) составляет:

- двуокись серы SO_2 : от 20 до 250 мг м⁻² сут⁻¹;
- хлориды: менее 0,3 мг м⁻² сут⁻¹.

Согласно ГОСТ 9.039 (табл. 1б) дифференцированный тип атмосферы имеет обозначение «2б». В таблице 1а установлены значения факторов коррозионной агрессивности для промышленной атмосферы типа «2б»:

- двуокись серы SO_2 : от 60 до 110 $\text{мг м}^{-2} \text{сут}^{-1}$ (обозначение П_3);
- хлориды: менее 0,3 $\text{мг м}^{-2} \text{сут}^{-1}$ (обозначение С_1).

В соответствии с данными таблицы 1 приложения 1б (ГОСТ 9.039) степень коррозионной агрессивности имеет обозначение «4» для конструкций категории размещения «2» при типе атмосферы «2б» умеренного климата (ГОСТ 15150-69).

Степень коррозионной агрессивности «4» характеризует интервальные значения коррозионных потерь (A_n) от 500 до 700 $\text{г м}^{-2}\text{год}^{-1}$ (приложение 1б, табл. 2 ГОСТ 9.039), что соответствует среднеагрессивным воздействиям на углеродистые и низколегированные стали по требованиям СНиП 2.03.11-85* (табл. 29) или категории коррозии С5-1 (очень высокая промышленная) по стандарту EN ISO 12944.

Классификационные признаки степени агрессивности воздействий для определения уровня коррозионной опасности представлены в таблицах 1, 2.

По требованиям табл. 29 СНиП 2.03.11-85* под навесом при наличии малорастворимых солей и пыли для среднеагрессивной среды (потеря массы A_n для низкоуглеродистой стали от 400 до 1200 $\text{г м}^{-2}\text{год}^{-1}$) необходимо использовать системы покрытия Па, Ша-3 (80)^{5,7}. Рекомендуемые СНиП 2.03.11-85* системы защитных покрытий представлены в приложении 15 для групп материалов покрытия II, III (тип связующего – полиуретановые, эпоксидные и др.). СНиП 2.03.11-85* не содержит сведений по срокам службы защитных покрытий. В рекомендациях [15] долговечность (T_z , год) систем покрытия Па, Ша-3 (80)^{5,7} определена значениями 3 – 4 года.

Таблиця 1

**Степени агрессивности воздействий среды при оценке коррозионной
опасности строительного объекта**

Обозначение степени агрессивности при оценке коррозионной опасности	Показатель коррозионной стойкости, К, мм/год	Характеристическое значение коррозионных потерь стали С 235, А _п , г/м ²	Обозначение степени агрессивности по СНиП 2.03.11-85*	Обозначение категорий коррозии по ISO 12944-2 А _п , г/м ²
А1 неагрессивная	до 0,01	до 80	В1 неагрессивная	<u>С1 очень низкая</u> ≤10
				С2 низкая 10 ... 80
А2 слабоагрессивная	0,01 ... 0,05	80 ... 400	В2 слабоагрессивная	С2 низкая 80 ... 200
				С3 низкая 200 ... 400
А3 низкоагрессивная	0,05 ... 0,08	400 ... 650	В3 среднеагрессивная	С4 высокая 400 ... 650
А4 высокоагрессивная	0,08 ... 0,20	650 ... 1500,0		С5-1 очень высокая (промышленная) 650 ... 1500 С5-М очень высокая (морская) 650 ... 1500
А5 очень высокоагрессивная	0,20 ... 0,50	1500 ... 3900,0		–
А6 сильноагрессивная	свыше 0,50	свыше 3900,0	В4 сильноагрессивная	–

Таблиця 2

**Классификационные признаки уровня коррозионной опасности
конструкций, зданий и сооружений¹⁾**

Степень агрессивности воздействий, K , мм/год	Интервальные оценки коэффициента готовности противокоррозионной защиты, K_g				
	$0 < K_g \leq 0,1$	$0,1 < K_g \leq 0,3$	$0,3 < K_g \leq 0,5$	$0,5 < K_g \leq 0,7$	$0,7 < K_g \leq 1,0$
Слабоагрессивная, $0,01 < K \leq 0,05$	KI	*	*	*	*
Низкоагрессивная, $0,05 < K \leq 0,08$	KII	KI	*	*	*
Высокоагрессивная, $0,08 < K \leq 0,20$	KIII	KII	KI	*	*
Очень высокоагрессивная, $0,20 < K \leq 0,50$	KIV	KIII	KII	KI	*
Сильноагрессивная, $K > 0,50$	KV	KIV	KIII	KII	KI

¹⁾Примечание. Знак * обозначает, что для установленных интервальных значений признаков (K , K_g) уровень коррозионной опасности не нормируется.

Выводы

Анализ нормативных требований по обеспечению качества и надежности стальных конструкций и их защитных покрытий позволил предложить процессный подход, связанный с оценкой уровня коррозионной опасности строительных объектов. Для оценки степени агрессивности воздействий установлены классификационные признаки коррозионных воздействий, с учетом требований к категориям коррозии по ISO 12944-2. Обоснованы параметры первичной и вторичной защиты стальных конструкций, позволяющие регламентировать требования конструктивной приспособленности и технологической рациональности для выбора оптимальных решений противокоррозионной защиты. Оценку качества мер защиты от коррозии предлагается выполнять регистрационным и расчетно-измерительными методами, обеспечивающими контроль показателей надежности на всех стадиях жизненного цикла конструкций.

Литература

- [1] ГОСТ 4.253-80 Стальные конструкции. Номенклатура показателей. – Введ. с 01.01.81. – 4 с.
- [2] СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
- [3] СНиП 3.04.03-85. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 32 с.

- [4] ДСТУ Б В.2.6-75:2008 Конструкції будинків і споруд. Конструкції металеві будівельні. Загальні технічні умови. – Уведено вперше. Чинний від 2010.01.01. – 14 с.
- [5] ДБН В.1.2-9-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель та споруд. Безпека експлуатації. – Мінрегіон України. – 21 с.
- [6] ДСТУ Б А.2.4-15:2008 Система проектної документації для будівництва. Антикорозійний захист конструкцій будівель та споруд. Робочі креслення. Національний стандарт України. Київ Мінрегіонбуд України 2009 р. Чинний від 2008-06-27. – 13 с.
- [7] V.Korolov. Monitoring of steel structure corrosion state/ V.Korolov, Y.Vysotskyu, A.Ryzhenkov // EUROCORR-2007: The European Corrosion congress. Book Of Abstracts. – Freiburg im Breisgau, Germany, 2007. – P. 276.
- [8] Корольов В.П., Гібаленко О.М., Шевченко О.М. Оцінка надійності та вибір засобів захисту від корозії сталевих конструкцій на стадії виготовлення / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / Зб. наук. праць. Вип. 8 // За заг. ред. Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2009. – С. 23–34.
- [9] Булеєв І.П. Нормативне-правове забезпечення технічного стану будівельних об'єктів за рівнем корозійної небезпеки / Булеєв І.П., Коновалов О.Ф., Корольов В.П. // Промислове будівництво та інженерні споруди, № 3. – 2011. – С. 25–29.
- [10] Защита металлических и железобетонных строительных конструкций от коррозии / VI Всесоюзн. научн.-техн. конф. // Тез. докл., 4–6 сентября 1978, г. Донецк. – 95 с.
- [11] Коррозия и защита строительных конструкций производственных зданий и сооружений./ VIII Всесоюзн. научн.-практ. конф. // Тез. докл., 15-17 мая 1990, г. г. Донецк-Макеевка. – Донецк, 1990. – 124 с.
- [12] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж / Матеріали наук.-практ. конф. (м. Донецьк, 9–12 червня 2003 р.). – Донецьк: УАМК, 2003. – 247 с.
- [13] Донбас-Ресурс 2011. Якість і безпека у будівництві / Тези доповідей конференції. – К.: Вид-во «Сталь». – 116 с.
- [14] Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции / Е.В. Горохов, В.П. Королёв, Я. Брудка и др. – М.: Стройиздат, 1994. – 488 с.
- [15] Рекомендации по проектированию защиты от коррозии строительных металлических конструкций / ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова. – М., 1988. – С. 166.

Надійшла до редколегії 22.08.2012 р.

УДК 624.076.2

Техническое регулирование надежности и безопасности эксплуатации основных фондов предприятия металлургического комплекса при коррозионном износе

Гибаленко А.Н., к.т.н.

Приазовский государственный технический университет, Украина

Аннотация. Выполнены исследования, направленные на определение показателей надежности конструкций зданий и технологического оборудования предприятия ПрАТ «Донецксталь». Целью работы стала разработка теоретических предпосылок определения остаточного ресурса основных фондов в коррозионно-агрессивных средах для внедрения расчетов на коррозионную стойкость и долговечность в соответствии с требованиями методики предельных состояний. Разработанные организационно-методические документы определяют порядок выполнения мониторинга технического состояния для обеспечения безотказной работы технологического оборудования и строительных металлоконструкций.

Анотація. Виконані дослідження, спрямовані на визначення показників надійності конструкцій будівель та технологічного обладнання підприємства ПрАТ «Донецьксталь». Метою роботи є розроблення теоретичних передумов визначення залишкового ресурсу основних фондів у корозійно-агресивних середовищах для впровадження розрахунків на корозійну стійкість і довговічність відповідно до вимог методики граничних станів. Розроблені організаційно-методичні документи, що визначають порядок виконання моніторингу технічного стану для забезпечення безвідмовної роботи технологічного обладнання та будівельних металлоконструкцій.

Abstract. The done researches intended for determine the reliability of buildings structures and technological equipment of enterprises PrJSC "Donetskstal". The aim was to develop theoretical precondition assumptions determine the residual life of assets in a corrosive environment for the implementation of the calculations on the corrosion resistance and durability in accordance with the method of limiting states. Organizational and procedural documents were developed to define the order of the technical condition monitoring to ensure reliable operation of process equipment and metal construction.

Ключевые слова: агрессивность воздействий, технологическая безопасность, коррозионный износ, противокоррозионная защита, техническая эксплуатация.

Обеспечение технологической безопасности предприятий металлургического комплекса – это система мер, направленных на поддержание работоспособности, повышение эксплуатационной надежности технологического оборудования, конструкций зданий и сооружений, инженерных сетей (объектов). Анализ отечественных нормативных документов, европейских и международных стандартов подтверждает, что обеспечение безопасности и ремонтпригодности объектов связано с развитием подходов к управлению надежностью и качеством на основе ISO 9001.

Реализация процессного подхода к управлению технологической безопасностью на объектном уровне позволяет разработать и внедрить стандарты предприятий (технические регламенты), которые обеспечивают оценку рисков при продлении ресурса, с учетом уровней уязвимости и угроз, ремонтпригодности сооружений и технологического оборудования при обслуживании по фактическому состоянию. В научно-методологическом обосновании процессного подхода к техническому регулированию безопасности и поддержанию работоспособности, повышению эксплуатационных свойств объектов заложен принцип управления проектным сроком службы на всех этапах жизненного цикла объектов. С учетом факторов неопределенности и риска, высокого уровня физического износа управление производственными фондами по фактическому состоянию позволяет получить количественные показатели технологической безопасности для предупреждения аварийных ситуаций и обоснованию мероприятий по реконструкции, модернизации и техническому переоснащению.

Коррозионный износ препятствует эффективному использованию основных фондов, эксплуатация строительных металлоконструкций и технологического оборудования которых происходит в средах с высокой степенью агрессивности воздействий, а снижение надежности и долговечности из-за коррозии – одна из главных причин возникновения предаварийных и аварийных состояний конструктивных элементов и сооружений в целом.

Сложность обеспечения надежной противокоррозионной защиты заключается в недостаточном согласовании положений действующих норм и требований стандартов, которые регламентируют обеспечение показателей надежности, коррозионной стойкости и долговечности. В нормах отсутствуют четкие критерии, связанные с обоснованием срока службы конструкций и их защитных покрытий при влиянии агрессивных сред, а проектирование объектов во многих случаях осуществляется при отсутствии требований [1, 2]. Причинами низкой долговечности противокоррозионной защиты является несоблюдение требований подготовки поверхности под окрашивание, нарушение технологии нанесения защитных покрытий, применение лакокрасочных материалов низкого качества, несоответствие принятых конструкторско-технологических решений первичной и вторичной защиты и условий эксплуатации [3].

Проблема нормативно-технического обеспечения защиты от коррозии обостряется в процессе функционирования производственных мощностей при отклонении от режима нормальной эксплуатации металлоконструкций и технологических модулей главного корпуса (рис. 1) обогатительной фабрики «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» (ОФ). Это вызвало необходимость временного ограничения

технологического процесса производства и послужило причиной проведения исследования действительного состояния сооружения [4].

Условия эксплуатации основных фондов предприятия характеризуются наличием вредных агрессивных промышленных выбросов и повышенной влажностью [5]:

- фазовое увлажнение несущих и ограждающих конструкций каркаса здания и технологического оборудования (результат капиллярной, адсорбционной и химической конденсации воды при относительной влажности воздуха до 100 %);
- длительное увлажнение несущих и ограждающих конструкций каркаса здания и технологического оборудования (при критической величине относительной влажности 96...98 %);
- наличие примесей SO_2 , H_2S , NH_3 , HCL и твердых частиц пылевых выделений (являющихся концентраторами увлажнения и агрессивных выделений), возникающих при функционировании производственного оборудования.



Рис. 1. Общий вид производственной площадки ОФ
(в центре – главный корпус)

Необходимость восстановления противокоррозионной защиты в условиях действующего производства для продления остаточного ресурса конструкций и сооружений предприятия при наличии эксплуатационных сред с различным составом и степенью агрессивности воздействий требует совершенствования нормативно-методической базы по защите от коррозии зданий, сооружений и инженерных сетей. Возникает необходимость принятия организационных мер относительно учета коррозионных износа в соответствии с нормативно-правовыми актами по обследованию, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений.

Строительные металлоконструкции и технологическое оборудование должны быть запроектированы таким образом, чтобы обладать достаточной надежностью при возведении и во время эксплуатации с учетом характера и интенсивности коррозионных воздействий [6]. Основным свойством, определяющим надежность объектов в целом, является безотказность их работы – способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы. Незащищенная сталь в атмосферных условиях климатических воздействий и вредных технологических факторов подвергается коррозионному разрушению, что требует разработки дополнительных мер защиты от коррозии.

Для предупреждения коррозионного разрушения стальных конструкций выбор мер по противокоррозионной защите производится с учетом степени агрессивности среды эксплуатации объекта, уровня его ответственности, что требует определения структуры показателей надежности в зависимости от выбора средств, методов первичной и вторичной защиты [1, 2, 6]. В соответствии с нормативными положениями [7] для обеспечения долговечности конструкций необходимо учитывать конструктивные особенности, условия окружающей среды, тип системы противокоррозионного покрытия и предполагаемые сроки службы противокоррозионной защиты. Эффективное выполнение этих мероприятий возможно только по достижении специальной договоренности между заинтересованными сторонами, участвующими в проектировании, возведении, эксплуатации, техническом обслуживании объектов.

Условия обеспечения долговечности при выборе систем противокоррозионной защиты определены нормами, которые устанавливают признаки классификации коррозионных воздействий, систем защитных покрытий, требования по контролю качества при нанесении покрытий и в процессе технического обслуживания [8].

С этой целью на ОФ разработаны и внедрены стандарт предприятия и технический регламент по контролю качества противокоррозионной защиты зданий, сооружений и инженерных сетей, в которых регламентированы организационные мероприятия по обеспечению технического регулирования надежности и безопасности эксплуатации основных фондов.

Технологический регламент определяет порядок выполнения мониторинга контроля коррозионного состояния, средств и методов противокоррозионной защиты строительных конструкций и технологического оборудования, технического состояния для обеспечения безотказной работы сооружения [9]. В задачи мониторинга входит разработка решений по обеспечению сохранности и надежности эксплуатации существующих зданий и сооружений, недопущению негативных изменений ссушающей среды,

предупреждению и устранению дефектов, осуществление контрольных мероприятий за выполнением принятых решений.

Разработанный стандарт предприятия [10] устанавливает порядок, принципы, методы, организацию контроля и управления системой технологической безопасности и направлен на обеспечение нормальной эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений предприятия, содержит описание процедуры менеджмента эксплуатационного состояния основных фондов с учетом:

- технологических особенностей предприятия;
- нормативно-технической базы и требований, предъявляемых к работам по надзору, содержанию и ремонту строительных конструкций;
- методов обеспечения эффективного функционирования процессов и их контроля;
- требований технологической безопасности при эксплуатации основных производственных фондов по фактическому состоянию;
- управления основными данными по параметрам режима эксплуатации конструкций, процессов технического обслуживания и организации ремонтных работ.

Осуществление мероприятий по обеспечению сохранности основных фондов выполняется путём организации соответствующего надзора и контроля их состояния, своевременного и качественного проведения ремонта, а также предотвращения возникновения аварийных ситуаций (рис. 2).

В соответствии с разработанной методикой технического аудита коррозионного и технического состояния конструкций, технологического оборудования выполнен комплекс работ по определению показателей долговечности объектов для выявления остаточного ресурса по фактическому состоянию, определения пригодности (или непригодности) к дальнейшей эксплуатации. Комплекс мероприятий включает процедуру оценки требований технологической безопасности по параметрам регламентированных типовых моделей эксплуатации и обеспечивает принятие решений для снижения определенной степени риска или опасности возникновения аварийной ситуации следующих сооружений и технологического оборудования: конвейерной галереи № 2 и № 4; радиальных сгустителей; бункеров СПО № 1; главного корпуса и технологических модулей.

В установленных характерных зонах эксплуатации главного корпуса ОФ определены основные несовершенства и их количественное развитие (рис. 3).



Рис. 2. Схема менеджмента технологической безопасности и ресурсосбережения на основе требований стандарта предприятия

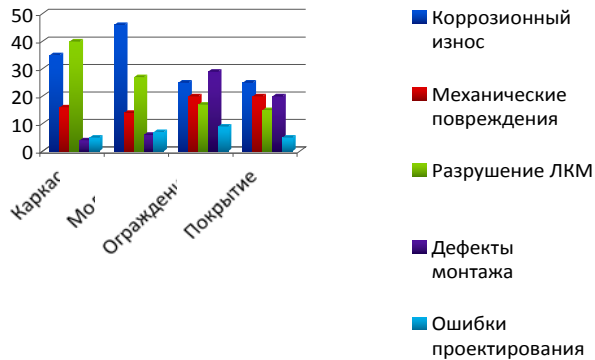


Рис. 3. Развитие дефектов и повреждений по данным мониторинга технического состояния (в % от общего числа дефектов в характерных зонах конструктивных, объемно-планировочных, технологических характеристик сооружения)

Выполненные натурные и лабораторные исследования направлены на обоснование временных интервалов для определения показателей надежности в процессе изучения эксплуатационного состояния конструкций здания и технологического оборудования. Результатом исследований явилась разработка теоретических предпосылок определения остаточного ресурса объекта в коррозионно-агрессивных средах для внедрения расчетов на коррозионную стойкость и долговечность в соответствии с требованиями методики предельных состояний, а также разработка мероприятий по обеспечению работоспособного состояния объекта.

Документированная процедура контроля коррозионного состояния, средств и методов противокоррозионной защиты строительных конструкций и технологического оборудования устанавливает основные требования к выбору защитных покрытий, выполнению противокоррозионной защиты и методам контроля качества в условиях переработки и обогащения угля.

Регламент включает контроль качества защитных материалов и работ по противокоррозионной защите с учетом эксплуатации строительных конструкций и технологического оборудования по фактическому состоянию; устанавливает минимально необходимые требования в области противокоррозионной защиты и ставит целью сохранение основных фондов предприятия, охрана окружающей среды, жизни или здоровья работников. В соответствии с этапами менеджмента показателей качества противокоррозионной защиты на основе расчетно-экспериментальной оценки показателей коррозионной стойкости, долговечности, ремонтпригодности при заданном сроке службы конструкций выполняется выбор и обоснование средств первичной и вторичной защиты.

Результаты контроля показателей качества используются для формирования спецификации материалов по коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности и способов ведения работ по подготовке поверхности и нанесению покрытий. Полученные экспериментальные данные по коррозионной стойкости и долговечности являются основанием для выбора проектных решений и формирования спецификации первичной и вторичной защиты и способов выполнения работ по подготовке и нанесению противокоррозионных материалов [8].

Осуществление мониторинга технического состояния сооружений при коррозионном разрушении и систематизации факторов режима эксплуатации позволяют определить порядок подтверждения соответствия качества противокоррозионной защиты заданным требованиям по коррозионной стойкости и долговечности.

Реализацией положений разработанных нормативно-эксплуатационных документов при выполнении организационно-технологических мероприятий является создание специализированной аналитической системы, позволяющей оптимизировать программу финансирования из общих затрат и производить оценку их эффективности, связанных с обеспечением технологической безопасности и защиты от коррозии основных фондов и объектов инфраструктуры исходя из следующих положений:

- нормативного регулювання определения остаточного ресурса и обеспечения проектного срока эксплуатации;
- установления ответственности собственников за соблюдение требований нормативно-эксплуатационной документации по поддержанию соответствующего технического состояния сооружений;
- внедрения методологии системы оценки надежности сооружений, разработки новых современных нормативно-правовых актов, стандартов, технических регламентов.

Литература

- [1] СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии». – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986 г. – 48 – С. 2.
- [2] СНиП 3.04.03-85 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии». – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989 г. – 32 с.
- [3] ДСТУ Б А.2.4-15:2008 «СПДБ. Антикорозійний захист конструкцій будівель та споруд. Робочі креслення». – Київ. – Мінрегіонбуд України. – 2009 р.
- [4] Отчет НИР: «Выполнить обследование металлоконструкций главного корпуса и технологических модулей обогатительной фабрики» / Авторы – Гибаленко А.Н., Рашкин П.С. и др.; Руководитель работы – Гибаленко А.Н., ДонЦТБ ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», 2012. – 30 с.
- [5] Информационное письмо. Научно-исследовательский центр «Качество». Исх. № 77 от 31.08.2008). – 4 с.
- [6] ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу».
- [7] ДСТУ 2156-93 «Безпечність промислових підприємств». – К.: Держстандарт України, 1994. – 31с.
- [8] EN ISO 12944:98 «Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструкций системами защитных покрытий».
- [9] Документированная процедура контроля коррозионного состояния, средств и методов противокоррозионной защиты строительных конструкций и технологического оборудования ОФ «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» ТР № 19-11/23425.
- [10] СТП 101С-6.3-05-2007. Стандарта підприємства ОФ «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» по обеспечению безопасной эксплуатации конструкций зданий и сооружений объектов металлургического комплекса.

Надійшла до редколегії 17.07.2012 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 11 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині 10–15 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колеґії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор

О.В. Шимановський

Дизайн
Комп'ютерна верстка
та технічне редагування

О.Л. Ніколайчук
Т.І. Лукашевич
Т.І. Цапро
В.С. Артюшенко
Г.В. Ленда
Я.В. Лимар
К.Л. Павлова

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 8 від 13.09.2012)

Підписано до друку 13.09.2012.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 15,87. Обл.-вид. арк. 11,83.
Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.izdat.com.ua
