

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ВІДКРИТЕ АКЦІОНЕРНЕ
ТОВАРИСТВО
«УКРНДІПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ
ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 12853-1737 ПР від 11.07.2007 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.

Беркута А.В., к.е.н.

Голоднов О.І., д.т.н.

Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.

Гордеев В.М., д.т.н., проф.

Гуляев В.І., д.т.н., проф.

Єгоров Є.А., д.т.н., проф.

Кваша В.Г., д.т.н., проф.

Корольов В.П., д.т.н., проф.

Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.

Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.

Мушанов В.П., д.т.н., проф.

Оглобля О.І., д.т.н., проф.

Пасечнюк В.Л.

Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.

Стоянов В.В., д.т.н., проф.

Шимановський О.В., д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА
РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2007 — 2010 роки**

Абель Д., д.т.н., проф. (США)

Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)

Белоєв М., к.т.н. (Болгарія)

Грінченко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)

Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)

Каравайченко М.Г.,
д.т.н., проф. (Росія)

Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)

Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)

Кульбах В.,
академік НАНЕ, д.т.н., проф. (Естонія)

Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)

Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)

Новак А., д.т.н., проф. (США)

Павлов А.Б., д.т.н., проф. (Росія)

Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)

Сидорович Є.М.,
д.т.н., проф. (Білорусь)

Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)

Трощенко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)

Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)

Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



3'2010

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

УНІКАЛЬНІ ОБ'ЄКТИ

О.В. Шимановський, Ю.І. Терещенко, А.С. Серіков

ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ СТАДІОНУ
ОБЛАСНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ «МЕТАЛІСТ» 2

І.Н. Лебедич, Ю.И. Серегин

ВАНТОВО-ПОДВЕСНОЕ ПОКРЫТИЕ НАД ТРИБУНАМИ
СТАДИОНА «ОЛИМПИЙСКИЙ» В г. КИЕВЕ 8

К.Р. Тулебаев

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ПОКРЫТИЯ ТРИБУН
БОЛЬШОЙ СПОРТИВНОЙ АРЕНЫ ЦЕНТРАЛЬНОГО СТАДИОНА В г. АЛМАТЫ 14

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.И. Гуляев, В.В. Гайдайчук, С.Н. Худолий

ИССЛЕДОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ НАВЕСА НАД ТРИБУНАМИ
НАЦИОНАЛЬНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСА «ОЛИМПИЙСКИЙ» 18

В.К. Цыхановский, В.В. Шалинский

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
ВИСЯЧЕГО БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО ПОКРЫТИЯ 24

О.І. Голоднов, О.Я. Червинський

ДО РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ СТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА
З ХВИЛЯСТОЮ СТІНКОЮ ТА ПЛОСКИМ ДНИЩЕМ ЗА УМОВ НАЯВНОСТІ ВОРІТ 28

БЕЗПЕКА ЕКСПЛУАТАЦІЇ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД

Лобанов Л.М.

ТЕХНІЧНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД 31

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

З.А. Шульман

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ
ХАРАКТЕРИСТИК МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ (часть II) 35

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

А.Е. Любин, Е.С. Иосилевич

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ
ВОЗДУХОПРОВОДА ГОРЯЧЕГО ДУТЬЯ ДОМЕННОЙ ПЕЧИ 41

ЮВІЛЕЇНІ ДАТУ

АБЕЛЬ Джон Фредрік
(до 70-річчя від дня народження) 45

ЛОБАНОВ Леонід Михайлович
(до 70-річчя від дня народження) 46

ТУЛЕБАЄВ Копсекбай Раткулович
(до 60-річчя від дня народження) 47

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук


ДО ЧЕМПІОНАТУ ЄВРОПИ 2012 РОКУ З ФУТБОЛУ

ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ СТАДІОНУ ОБЛАСНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ «МЕТАЛІСТ»

Програма підготовки України до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 р. з футболу затверджена Указом Президента України № 346/2007 від 24.04.2007 р. «Про заходи щодо забезпечення підготовки та проведення в Україні фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу» та розпорядженнями Кабінету Міністрів України № 1295 від 31.10.2007 р. «Про Державну цільову програму підготовки та проведення в Україні фінальної частини чемпіонату Європи 2012 року з футболу» та № 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 здійснено реконструкцію обласного спортивного комплексу «Металіст» (ОСК «Металіст»), розташованого у м. Харкові по вул. Плеханівській, 65, стадіон якого рішенням УЄФА є одним із чотирьох стадіонів України, де будуть проводитись чвертьфінальні та півфінальні матчі фінального турніру чемпіонату Європи 2012 р. з футболу.

Проект реконструкції ОСК «Металіст» розроблений інститутом «Харківпроект» (генеральне проектування) та Харківським комплексним відділенням інституту «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (металеві конструкції трибун і покриття) із урахуванням стандартів УЄФА, що висуваються до подібних споруд. Проектом передбачено проведення реконструкції стадіону в наступній послідовності: демонтаж існуючого і зведення нового конструктиву східної трибуни, переобладнання західної, північної і південної трибун, а також влаштування металоконструкцій покриття в межах кожної з трибун. Нижче наведені основні концептуальні та конструктивні рішення, які були прийняті при проектуванні реконструкції стадіону ОСК «Металіст».

Концептуальне рішення. Стадіон має сучасне архітектурно-компонувальне рішення і органічно вписаний у навколишнє міське середовище, а також конструктивно раціональну форму і технологічне планування, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів.


О.В. Шимановський

голова правління
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор


Ю.І. Терещенко

директор Харківського
комплексного відділення
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»,
заслужений будівельник України


А.С. Серіков

керівник групи Харківського
комплексного відділення
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

Стадіон площею близько 20000 м² розрахований на 38600 глядачів, розміри натурального газону футбольного поля дорівнюють: довжина – 105 м і ширина – 68 м. Загальна площа забудови ОСК «Металіст» становить майже 85000 м² (рис. 1).

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, а саме: 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. З цією метою 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 т.ч. 4 для VIP-відвідувачів) і 2 для інвалідів.



Рис. 1. 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 розташованих щоглах, і встановлена нова, розташована безпосередньо на і над покриттям, яка забезпечує освітленість поля на рівні 2400 люкс (рис. 2, а, б). Крім того, встановлені два світлодіодних табло і світлодіодна рекламна лінія, розташована по периметру 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. 2, в, г).



Рис. 2. Система освітлення стадіону ОСК «Металіст» (а, б) і багатофункціональний корпус із підтрибунними приміщеннями комерційного призначення (в, г)

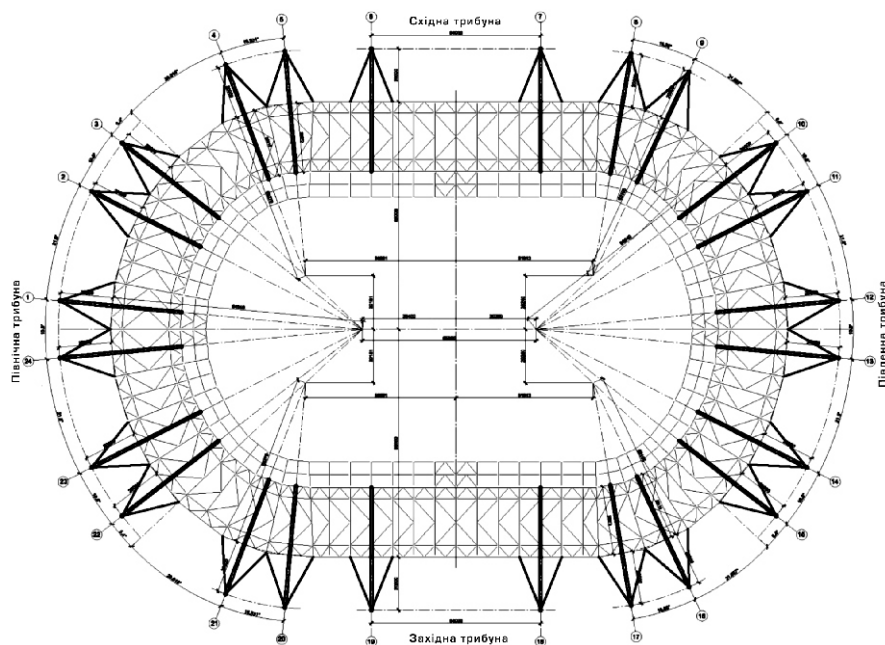


Рис. 3. Принципова схема несучих конструкцій покриття трибун стадіону ОСК «Металіст»

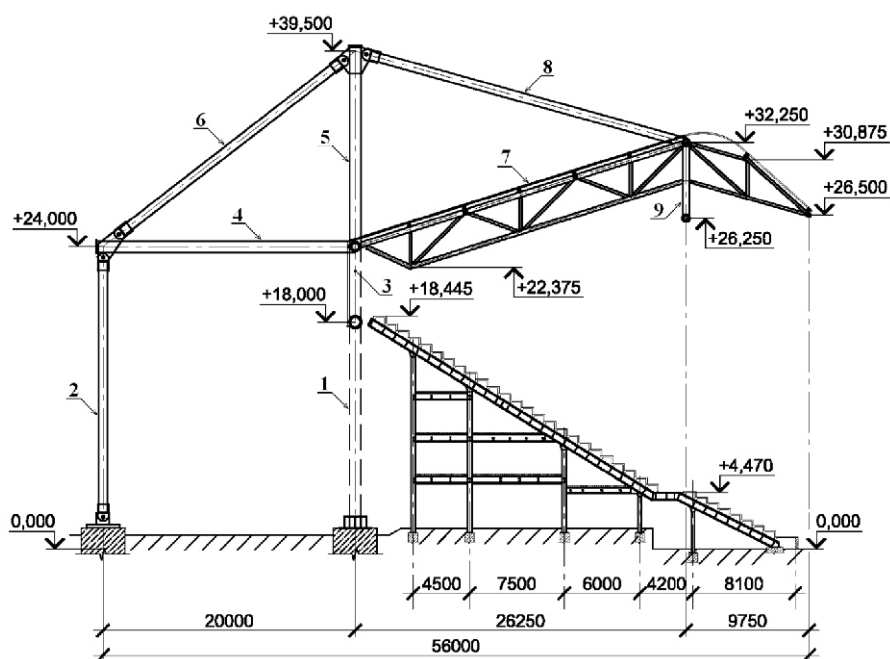


Рис. 4. Поперечний переріз східної трибуни стадіону ОСК «Металіст»:

1 – V-подібна опорна стійка; 2 – зовнішня опорна стійка; 3 – опорно-підкроквяний контур; 4 – розпірка; 5 – стійка-надбудова; 6, 8 – розкоси; 7 – кроквяна ферма; 9 – підкроквяна ферма

конане 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.

Конструктивне рішення. 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 розташованої системи, не пов'язаної з існуючими конструкціями стадіону (рис. 3, 4).

Каркас покриття вирішений у вигляді замкнутого опорно-підкроквяного контуру, що складається з V-подібних опорних стійок заввишки 22,3 м, які спираються на залізобетонні фундаменти з кроком від 16 до 64 м, і підкроквяних ферм заввишки 6 м із відміткою осі верхнього пояса 24 м, які з'єднують ці стійки (рис. 4, 5). За 20 м від опорно-підкроквяного контуру розташовані зовнішні опорні стійки поперечних рам, також об'єднані в загальну систему каркаса. 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 підкроквяні ферми заввишки 6 м із відміткою верхнього пояса 32,25 м, що розділя-

Найбільш відповідальним і складним елементом стадіону ОСК «Металіст» є покриття над трибунами, виліт якого досягає 36 м, площа – 24860 м² (у т.ч. світлопрозора зона вздовж внутрішнього периметра площею 7765 м²), а загальна маса металевих конструкцій – 3,5 тис. т, ви-

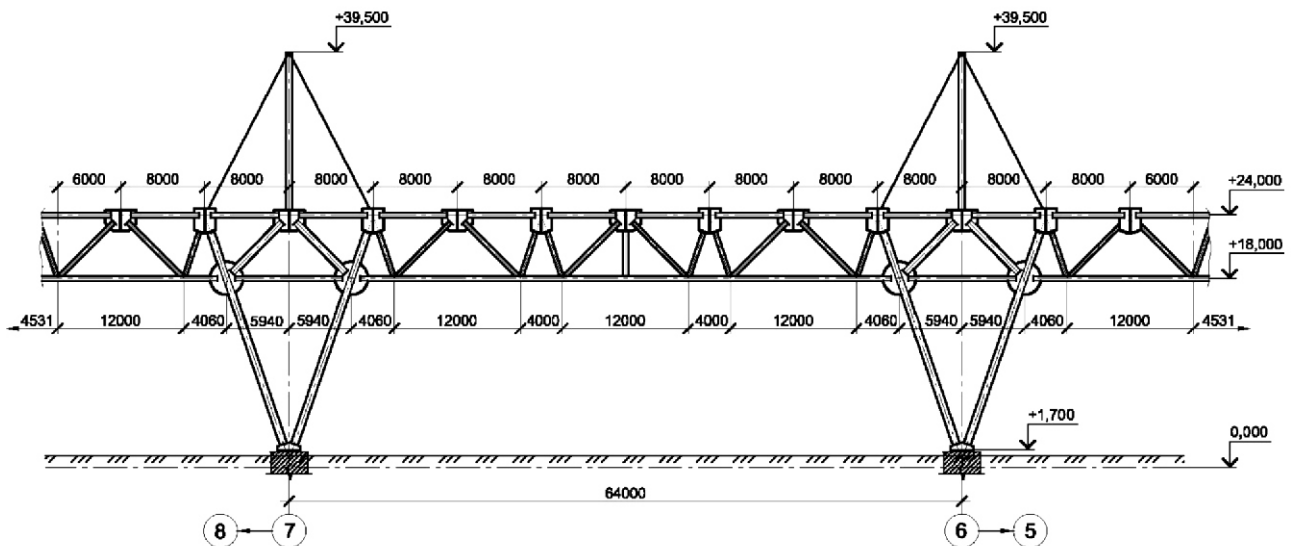


Рис. 5. Фрагмент опорно-підкрівляного контуру стадіону ОСК «Металіст»

ють кроквяні ферми на дві частини – основну прогоном 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 заввишки 3,0 м із паралельними поясами, ухил яких становить 17,8 від футбольного поля, і довжиною панелі 4,375 м.

У прогонах між фермами з кроком близько 8 м встановлена регулярна система прогонів, на яку укладається покрівельне покриття. Крім того, по верхніх поясах кроквяних і підкрівляних 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. 4): V-подібна і зовнішня опорні стійки заввишки 22,3 м кожна, що спираються на залізобетонні фундаменти; опорно-підкрівляний контур; розпірка на позначці 24 м між оголовком зовнішньої опорної стійки і верхом опорно-підкрівляного контуру; стійка-надбудова, яка спирається на позначці 24 м на опорно-підкрівляний контур і підтримує систему підвіски кроквяної ферми над трибунами на позначці 39,5 м; розкіс, що з'єднує оголовки зовнішньої опорної стійки на позначці 24 м і стійки-надбудови на позначці 39,5 м; кроквяна ферма; розкіс, 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-підкрівляним контуром.

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 коробчастими, 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 т.ч. 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 замкнених профілів.

З усіх чотирьох трибун стадіону тільки одна – східна – була демонтована повністю (крім історичної центральної фасадної частини, яка є пам'яткою архітектури) і на її місці відповідно до проекту була зведена нова трибуна (рис. 6). Оскільки принципові схеми всіх чотирьох трибун стадіону відрізняються незначно (рис. 7), то розглянемо тільки нове конструктивне рішення східної трибуни. Довжина трибуни складає близько 110 м, а ширина – 33 м. Трибуна підіймається амфітеатром від рівня поля до позначки 18,2 м. У підтрибунному просторі розташовані допоміжні приміщення з утепленими


Рис. 6. Зведення східної трибуни

Рис. 7. Реконструкція західної і північної трибун

огорожувальними конструкціями, евакуаційні проходи та сходові клітини.

Несучий каркас трибуни прийнятий у вигляді балкової клітки з нерозрізними головними балками, що спираються на сталеві колони, розташовані з кроком 6 м. Балки перекриті збірними залізобетонними конструкціями, на яких розташовані крісла для глядачів. Перекриття підтрибунних приміщень виконані з монолітної залізобетонної плити по сталевих балках.

Стойкість конструкції забезпечена вертикальними в'язями по колонах каркаса, горизонтальними в'язями з розпірками та дисками перекриттів у поздовжньому напрямку і упором головних балок у фундаменти на позначці 0.0 по ряду «А» в поперечному напрямку.

Виготовлення та монтаж металокопункцій. Виготовлення та монтаж металевих конструкцій покриття стадіону виконані ТОВ «Стальконструкція». У ході проектування покриття особливу увагу було звернуто на технологічність ви-

готовлення та забезпечення можливості монтажу металокопункцій укрупненими блоками з метою спрощення і прискорення будівельних робіт. Тому практично всі металеві конструкції попередньо укрупнювалися на рівні землі, а їх монтаж проводився поетапно у такій послідовності (рис. 8): V-подібні опорні стійки вагою 39 т в осях 6, 7 і 29 т в осях 5, 8; ферми опорно-підкрівляного контуру вагою 37 т; зовнішні опорні стійки; похилі тимчасові розкиси між фундаментами і зовнішніми опорними стійками і розпірки між оголовками зовнішніх опорних стійок і верхом опорно-підкрівляного контуру; стійки-надбудови та розкиси, що з'єднують оголовки зовнішніх опорних стійок і стійок-надбудов; основна частина кроквяних ферм; наступна поперечна рама; підкрівляні ферми завдовжки 64 м; консольні частини кроквяних ферм, в'язі між осями 5 і 8, а також інші елементи покриття, тросові розтяжки і розпірки; освітлювальні і підвісні площадки.


Рис. 8. Монтаж металевих конструкцій покриття стадіону ОСК «Металіст»

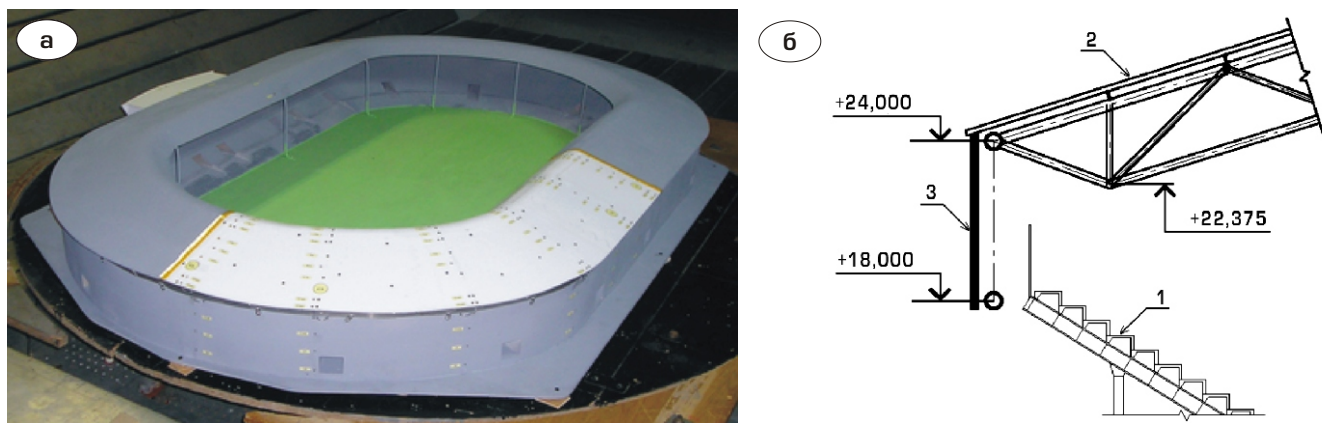


Рис. 9. Аеродинамічна модель покриття стадіону (а) і схема розташування захисного екрана між верхніми рядами трибун і покриттям (б):
1 – трибуна; 2 – покриття; 3 – захисний екран

Розрахунок конструкцій і результати аеродинамічних досліджень. Розрахунок конструкцій стадіону виконаний з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD». Оскільки покриття конструктивно не пов'язане з трибунами стадіону, то воно було виділене в окремий розрахунковий конструктив. Розрахункова схема покриття достатньо точно віддзеркалює його просторову конструктивну схему і включає усі основні несучі елементи.

При розрахунках покриття особлива увага приділялась збору навантажень і визначенню їх розрахункових сполучень, особливо виявленню реальної картини розподілу вітрового тиску по поверхні покриття у зв'язку з його нетривіальною геометричною схемою, що викликало необхідність проведення випробувань моделі покриття в аеродинамічній трубі (рис. 9, а).

Було виконано два варіанти моделі. У першому між верхніми рядами трибун і покриттям був встановлений захисний екран, що перешкоджає наскрізному струму повітря під покриттям (рис. 9, б), а у другому варіанті цей екран був відсутній. У результаті випробувань було визначено аеродинамічні коефіцієнти форми покриття, з використанням яких розраховано вітровий тиск. Аналіз отриманих результатів також показав, що у разі відсутності захисного екрана відбувається кращий розподіл вітрового тиску по поверхні покриття у порівнянні з першим варіантом, тому для подальших досліджень був

прийнятий другий варіант. Отримані експериментально дані щодо вітрового тиску на покриття виявилися меншими, ніж рекомендовані чинними нормативними документами для подібних споруд. Позитивні величини тиску вітру на покриття були виявлені тільки у малих зонах і лише при деяких напрямках вітру.

Реконструкція стадіону ОСК «Металіст» була розпочата у 2007 р. і закінчена в жовтні 2009 р. Урочисте відкриття стадіону відбулося 5 грудня 2009 р. При цьому тільки в період із травня по жовтень 2009 р. стадіон був закритий для повного завершення усіх будівельних робіт, тобто практично вся реконструкція стадіону була виконана паралельно з проведенням футбольних матчів Прем'єр-ліги України і Кубка УЄФА з футболу. Це стало можливим завдяки тому, що роботи на стадіоні велися суміщеними методами та окремими технологічними потоками, а монтаж конструкцій покриття виконувався укрупненими блоками і реконструкція проводилася послідовно від трибуни до трибуни. Таким чином, будівельні роботи виконувалися лише на одній із його чотирьох трибун, а три інші завжди знаходилися в робочому стані. При цьому навіть трибуна, на якій проводилась реконструкція, у разі потреби могла бути швидко приведена до стану експлуатації.

Надійшла 15.06.2010 р.



ДО ЧЕМПІОНАТУ ЄВРОПИ 2012 РОКУ З ФУТБОЛУ

ВАНТОВО-ПОДВЕСНОЕ ПОКРЫТИЕ НАД ТРИБУНАМИ СТАДИОНА «ОЛИМПИЙСКИЙ» В г. КИЕВЕ

На склонах Черепановой горы, где сооружается главная футбольная арена Украины, первый стадион появился в 1923 г. В 1936 г. архитектором М.И. Гречиной был запроектирован новый стадион вместимостью 50 тыс. зрителей, строительство которого было прервано войной. Украинский республиканский стадион был открыт только 22 июня 1946 года.

В 1966–1968 гг. в результате масштабной реконструкции по проекту института «КиевЗНИИЭП» был достроен 2-й ярус трибун и вместимость стадиона доведена до 100 тыс. зрителей, а вокруг него вырос целый спортивный комплекс.

В канун Олимпийских игр 1980 г. стадион был вновь реконструирован. На то время это было одно из крупнейших спортивных сооружений не только в СССР, но и в Европе (рис. 1). В 1997–1999 гг. стадион пережил еще одну реконструкцию, после чего количество сидячих мест сократилось до 83 тыс. 450, однако существенно улучшилась комфортность арены.

Одним из обязательных требований для стадионов высшего класса является наличие навесов над зрительскими местами. Еще в 80–90-е годы Украинской академией архитектуры при участии институтов «КиевЗНИИЭП» и «УкрНИИ-проектстальконструкция» были разработаны предложения по реконструкции главного стадиона страны с несколькими вариантами покрытия, в т.ч. сетчатое купольное, по форме напоминающее покрытие Московского стадиона в Лужниках, а также современный мембранный вариант висячего покрытия. Эти решения были одобрены архитектурной общественностью г. Киева, но по причине экономических трудностей остались нереализованными.

В настоящее время стадион находится в состоянии очередной реконструкции в связи с проведением чемпионата Европы 2012 г. по футболу.

Чтобы максимально использовать мировой опыт по созданию современных спортивных сооружений, был объявлен международный конкурс на проект реконструкции НСК «Олим-



И.Н. Лебедич

заведующий отделом новых типов конструкций ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», к.т.н., лауреат Государственной премии Украины в области архитектуры



Ю.И. Серегин

ТПК АБ «Ю. Серегин», заслуженный архитектор Украины, лауреат Государственных премий Украины в области архитектуры

пийский», в котором приняли участие 19 отечественных и иностранных компаний.

Предпочтение было отдано тайваньской компании «АрчАзия», проектное предложение которой в основе развивало традиционные конструктивные идеи (структурная пространственная система) с оригинальной проработкой архитектурной формы (рис. 2).

Но в силу ряда причин компания «АрчАзия» не заключила договор с Украиной и для реализации были приняты предложения немецкой фирмы GMP von Gerkan Marg und Partner, которая разработала проект обновленного НСК «Олимпийский» подобный «Олимпия стадион» в г. Берлине. Особенностью немецкого проекта является вантово-тентовый навес над зрительскими трибунами (рис. 3).

Навес будет выполнен из специального полупрозрачного тентового синтетического полотна, что соответствует новейшим тенденциям мировой практики строительства стадионов. Предполагается, что навес будет многофункциональным. Кроме защиты зрителей от атмосферных осадков, он обеспечит современное качественное освещение и звук. Кроме того, гармоничное единение полупрозрачного покрытия и стеклянного фасада по периметру стадиона создаст неповторимый новый образ киевского



Рис. 1. Киевский Национальный спортивный комплекс «Олимпийский» до начала последней реконструкции



Рис. 2. Проектное предложение тайваньской компании «АрчАзия»

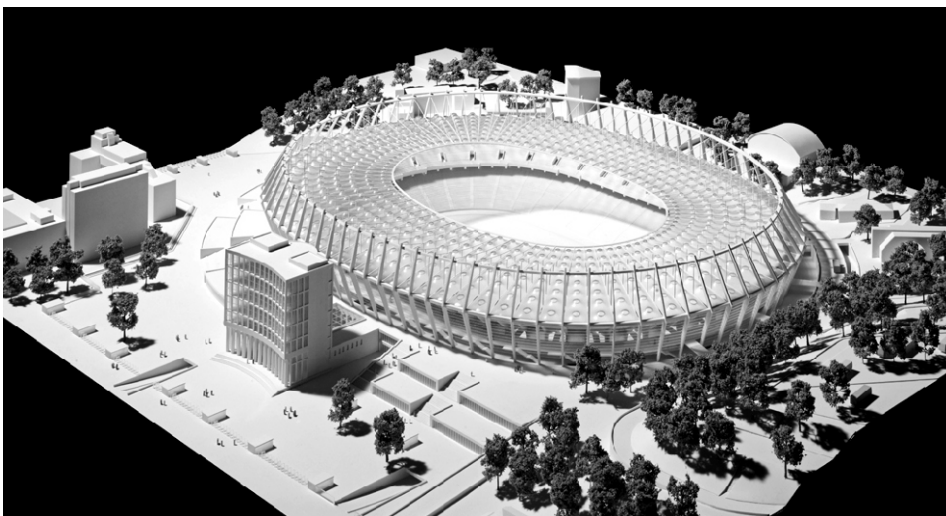


Рис. 3. Немецкий проект реконструкции НСК «Олимпийский»

стадиона (рис. 4). Качественно будут также решены проблемы аэрации травяного газона.

Образ сооружения формируется ограниченным количеством конструктивных элементов, формы которых продиктованы их функциональным назначением. Конструктивные идеи, лежащие в основе решения покрытия, уже воплощены в ряде построенных и строящихся стадионов и положительно восприняты архитектурной и инженерной общественностью.

Тендер на возведение покрытия выиграла украинская компания ООО «Завод «Мастер-Профи Украина» (г. Днепропетровск), которая для сооружения вантовых систем и тентового покрытия привлекла немецкую фирму «Nitex», а для изготовления тросов – немецко-английскую компанию «Briton».

Конструктивные решения козырькового покрытия над зрительскими трибунами. В соответствии с общей архитектурно-планировочной концепцией, предложенной немецкими архитекторами, реконструкция НСК «Олимпийский» предусматривает сохранение (в основном) существующего верхнего яруса трибун. Это дает возможность уменьшить объемы строительно-монтажных работ и сократить сроки реконструкции. Общая вместимость трибун после реконструкции составит 69 тыс. зрителей. Но сохранение верхнего яруса создало определенные трудности, т.к. опорные конструкции навеса

можно расположить только за пределами внешнего контура трибун.

Чаша стадиона имеет овальную форму. Размеры трибун по внешнему контуру составляют около 310 220 м (соответственно по большему и меньшему диаметрам).

Принципиальная схема навеса представляет собой вантово-подвесную двухъярусную систему, подвешенную на внешний опорный контур, опирающийся на систему из 80-ти периферийных колонн (рис. 5).

Вантовую систему авторы проекта сравнивают с велосипедным колесом, где двухуровневый опорный контур на колоннах можно уподобить ободу колеса, а вантовую систему с внутренним контурным кольцом – спицам. Ванты верхнего пояса поддерживают внутреннее контурное кольцо навеса и подвешиваются к верхнему внешнему контурному кольцевому поясу, опирающемуся на колонны на высоте порядка 40 м. Ванты нижнего пояса, также закрепляемые на внутреннем контурном кольце, подвешиваются к нижнему внешнему контурному кольцевому поясу, опирающемуся на колонны на высоте порядка 22 м. Ванты нижнего пояса располагаются непосредственно над трибунами и именно на них раскрепляется тканевое полотно мембранного покрытия общей площадью около 45 тыс. м². Вылет вантовых ферм от внешнего до внутреннего опорного контура составляет от 65 до 69 м.

В соответствии с принятой расчетно-конструктивной схемой колонны опираются внизу на железобетонные конструкции чаши стадиона шарнирно. Нижний опорный контур вантовой системы соединяется с колоннами жестко, верх-



Рис. 4. Будущий интерьер стадиона

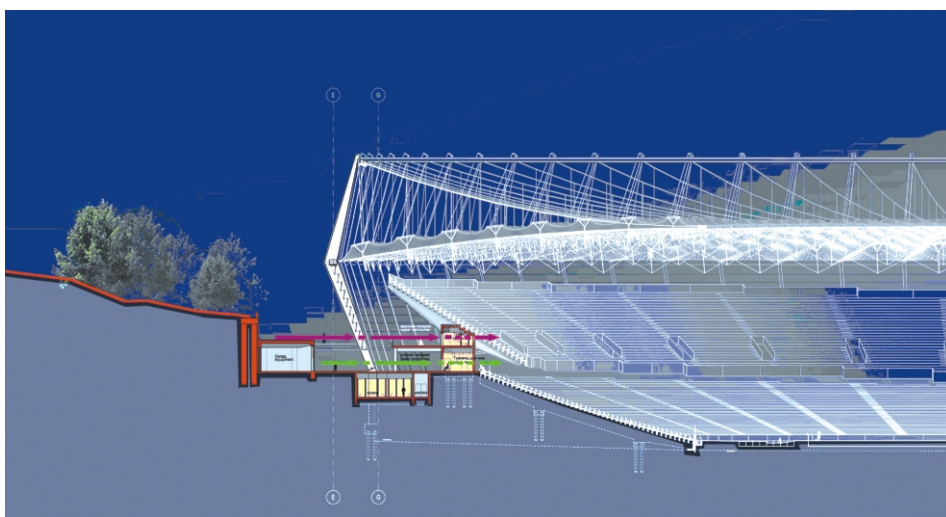


Рис. 5. Конструктивная схема поперечника вантово-подвесного навеса над трибунами

ний – подвешивается к верхушкам колонн шарнирно (в плоскости вантовых ферм).

Согласно схеме работы наружные кольцевые контуры от тяжения вант всегда будут испытывать сжатие, которое может достигать 50000 кН. Внутренний кольцевой контур, на котором сходятся вантовые фермы, будет всегда растянутым. Растягивающие усилия в нем будут достигать 55000 кН. Конструктивно внутренний кольцевой контур запроектирован в виде пучка мощных тросов.

Колонны, поддерживающие навес, имеют ломаную конфигурацию по высоте (перелом –

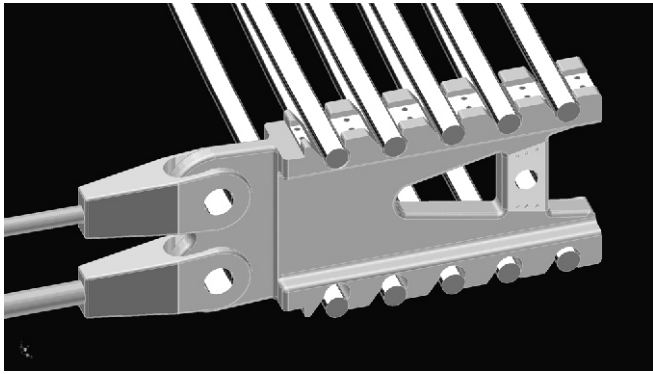


Рис. 6. Литая деталь (коннектор) для сопряжения вантовых ферм с центральным тросовым кольцевым контуром

в сторону трибун в уровне нижнего контурного кольца). Высота нижнего участка колонн – около 22 м, верхнего (над нижним кольцом) – 18 м. Такое решение позволило несколько сгладить эллипсовидное очертание верхнего кольцевого контурного элемента, что уменьшает изгибающие моменты в кольце при действии внешних нагрузок.

Колонны шагом около 10,5 м с защемленными в них секциями нижнего опорного кольца образуют жесткую пространственную рамную систему, которая, будучи объединенной преднапряженной тросовой системой покрытия, обеспечивает устойчивость всей системы.

Собственно покрытие (мембрана) запроектировано в виде тентовой конструкции со шпренгельными подпорками для придания поверхности (по секциям) впарушенной формы (для отвода воды) и создания преднапряжения в полотнищах для стабилизации формы. В центрах секций мембраны, где устанавливаются шпренгельные подпорки, предусмотрено устройство купольных фонарей из поликарбоната.

Тентовая мембрана изготавливается из тканевого материала на стекловолоконной основе, ламинированного тефлоном с обеих сторон.

В конструктивном отношении система навеса, безусловно, является сложной из-за большого размера элементов и деталей. Так, вес элемента колонны в сборе (на всю высоту) достигает 50 т. Внешние контурные кольца представляют собой сварные из листового проката элементы коробчатого профиля габаритом 800 1200 мм при толщинах стенок от 30 до 70 мм. Тросы, применяемые для радиальных вантовых ферм, имеют диаметры сечений от 55

до 85 мм. Внутреннее тросовое контурное кольцо состоит из канатов диаметром 90 мм. Все это требует применения сложных литых коннекторов, узлов с механической обработкой, повышенной точности изготовления (рис. 6).

Вместе с тем, следует отметить, что конструктивная система характеризуется малоэлементностью и однотипностью узлов и деталей.

В качестве материала для изготовления основных элементов каркаса навеса применена сталь класса С355. Заводские соединения запроектированы на сварке, монтажные – на высокопрочных болтах.

Расчет конструкций. Авторами проекта покрытие рассчитано как единая пространственная система на все виды загрузок, предусмотренные украинскими нормами, в т.ч. на сейсмические воздействия, которые приняты по данным сейсмического микрорайонирования – 6 баллов. Конструктивная система навеса рассчитана в соответствии с требованиями Еврокода. Расчеты произведены исходя из принятого срока эксплуатации сооружения – 50 лет. Коэффициент ответственности сооружения принят $K = 1,2$. Для обоснования правомерности такого подхода (некоторые рабочие коэффициенты в методиках расчета по Еврокоду и ДБН В.1.2-2:2006 существенно отличаются) авторы проекта выполнили расчеты для фрагмента системы с применением методик украинских норм. Полученные результаты показали отличия в пределах 5 % (большие величины дал расчет по методикам Еврокода).

Немецкий проект был адаптирован к требованиям украинской нормативной базы.

Особенности изготовления и монтажа. Главной особенностью проекта GMP является то, что в нем практически не предусмотрена коррекция элементов каркаса после их изготовления. В соответствии с проектом весь фронт опорного каркаса по периметру стадиона (рис. 7) общей длиной 900 м собирается последовательно элемент за элементом и замыкается (сходится) в месте начала монтажа с минимальной погрешностью.

Элементы вантовой системы изготавливаются зарубежными производителями, т.е. возврат их изготовителю на исправление или доработку не предусматривается. Проектом задана очень высокая точность изготовления. В связи с большими размерами элементов на монтируемых конструкциях сильно сказываются изменя-



Рис. 7. Процесс монтажа опорного контура навеса



Рис. 8. Сборочные стенды для укрупнения колонн на монтажной площадке

ющиеся температурные (климатические) воздействия. При таких размерах элементов необходимо тщательно учитывать сварочные деформации при заводском изготовлении или укрупнительной сборке на монтаже и др.

Проект весьма жестко регламентирует допуски на изготовление и монтаж конструкций. В связи с чем изготовителю металлических конструкций – заводу «Мастер-Профи Украина» – пришлось очень серьезно поработать над комплектацией соответствующего технологического оборудования и разработ-



Рис. 9. Переставные опорные башни для установки и выверки колонн

кой технологий изготовления и монтажа. Была создана специальная оснастка и сборочные стенды, позволяющие контролировать достижение нужной точности. С немецкими специалистами были заключены соответствующие соглашения об оказании технической помощи.

В связи с тем, что все элементы несущего каркаса отличаются геометрией и не представлялось возможным сделать единый шаблон-кондуктор для изготовления элементов (колонны, секции контурных колец), проектом предусмотрена заводская контрольная сборка



Рис. 10. Установка подпорок под колонны на время монтажа (до замыкания системы)



Рис. 11. Подъем колонны в сборе краном Demag грузоподъемностью 600 т

изготовленных элементов укрупненными фрагментами (последовательно для каждой пяти секций) с внесением корректив (в случае необходимости) на заводе. Такой контроль обеспечил гарантию «сходимости» конструкций при монтаже.

Конструктивная система навеса без сомнения является уникальной, как и сам монтаж такой системы.

Для установки и выверки опорного контура была разработана специальная монтажная оснастка. Проектом производства работ предусмотрено укрупнение колонн на полную длину – более 40 м на монтажной площадке. Для этих целей были спроектированы и изготовлены 4 специальных укрупнительных стенда (рис. 8).

В проектное положение колонны (в сборе) устанавливались с помощью специальных монтажных туров (рис. 9), которые служили для колонн и секций нижнего контурного кольца временными опорами и были оборудованы специальными домкратными устройствами. Под установленные и выверенные колонны подводились подпорки на период до замыкания всей опорной системы (рис. 10).

После замыкания контурной опорной системы одновременно по всему периметру навешивается вантовая сеть, для чего на каждой колонне предусмотрена установка специальных натяжных домкратных устройств, работу кото-

рых координирует компьютеризованная система. Монтаж вантовой системы и тентового покрытия будет выполнять немецкая фирма «Hitex».

Следует отметить, что описываемую уникальную систему навеса монтировали с помощью специальных кранов (рис. 11). Весь монтаж конструкций навеса проектом производства работ предусмотрено производить с внутреннего пространства стадиона – со стороны футбольного поля. Из центральной зоны спортивного ядра стадиона, где размещались стенды для подборки конструкций, укрупненные до полной длины колонны переносились через два яруса трибун в зону монтажа гигантским краном марки Demag (Германия) грузоподъемностью 600 т и радиусом действия стрелы с грузом до 60 т – 85 м.

Таким образом, при реконструкции НСК «Олимпийский», выполняемой, в основном, украинскими строительными организациями, используются новейшие достижения науки и техники. Возводимый современный спортивный комплекс по праву можно отнести к мировым шедеврам строительного искусства.

Надійшла 09.07.2010 р.

Книжковий огляд

МЕХАНІКА ВИСЯЧИХ СИСТЕМ

У книзі викладено нелінійну теорію, побудову основних розв'язних співвідношень, методи й алгоритми числового дослідження, а також аналіз міцності, жорсткості та стійкості висячих систем. Наведено уточнені результати досліджень реальних великопрогонових просторових комбінованих висячих систем із урахуванням великих переміщень і деформацій, конструктивної анізотропії, пластичних властивостей матеріалів, втрати стійкості плоскої форми деформування і місцевої стійкості тонколистових оболонок.

Для науковців, інженерів, викладачів, аспірантів, магістрів і студентів технічних вузів.

Книгу можна придбати у ВАТ «УкрНДІПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського».
Контактні телефони: (044) 501-87-71, 362-26-40.

Шимановський О.В., Шалінський В.В., Чабан Н.О.
Механіка висячих систем / Під загальною редакцією Шимановського О.В. –
К.: Вид-во «Сталь», 2010. – 399 с., рис. 184, табл. 12.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ПОКРЫТИЯ ТРИБУН БОЛЬШОЙ СПОРТИВНОЙ АРЕНЫ ЦЕНТРАЛЬНОГО СТАДИОНА В г. АЛМАТЫ

При реконструкции стадиона был разработан проект покрытия трибун большой спортивной арены. Покрытие в виде металлических навесов необходимо было вписать в реальные параметры существующего сооружения, что усложнило задачу и привело к необходимости увеличения перекрываемого пролета по сравнению со строительством новых стадионов.

Навес над западной и восточной трибунами представляет собой плоское покрытие, выполненное в виде наклонной балочной платформы, подвешенной к несущей продольной ферме. Опорами продольной фермы навесов служат решетчатые стойки-пилоны консольного типа высотой 17,7 м, с вылетом консоли 19,5 м. Расстояние между опорами составляет 88,4 м (рис. 1).

Конструкция навеса включает верхнее покрытие в виде пологого козырька (с общим уклоном к внешнему контуру 9°), опирающегося на поперечные несущие балки, очерченные по дуге радиусом 273 м, с поясами переменного сечения, расположенные с шагом 5,2 м и закрепленные на подвесках к нижнему и верхнему поясам продольной фермы; пространственную продольную несущую ферму (высотой 3,4 м в консольной части и 6,0 м в средней части пролета) с консолями вылетом 28/29,5 м, образованную парными элементами верхнего и нижнего поясов и раскосно-стоечной системой контурной решетки; пилоны-стойки решетчатого типа с размерами поперечного сечения (по осям угловых стоек) 4,50 × 6,0 м, с односторонними консолями вылетом 19,5 м в виде двутавровых балок переменного сечения (со сплошной стенкой) высотой 1,1 м в консольной части и 3,6 м по грани опоры.

Для повышения боковой устойчивости элементов верхнего покрытия поперечные балки навеса в зонах примыкания к опорным пилонам и в середине пролета объединены с элементами продольной фермы наклонными растяжками, которые крепятся к верхним узлам фермы.

Навесы над южной и северной трибунами также представляют плоское покрытие, выполненное в виде наклонной балочной платформы, которая подвешивается к несущей продольной ферме. Опорными конструкциями навесов служат 4 пилон, на которые опираются продоль-



К.Р. Тулебаев

директор проектного института «Алматыгипрогор-1» (г. Алматы, Республика Казахстан), д.т.н.

ные металлические фермы полигонального очертания (рис. 2).

Конструкция навеса южной и северной трибун состоит из верхнего покрытия, образующего пологий козырек (с общим уклоном к внешнему контуру 10°), опирающийся на поперечные несущие балки; поперечных двутавровых несущих балок, очерченных по дуге радиусом 63,1 м, с поясами постоянного сечения, расположенных с шагом 5,10 × 5,6 м и закрепленных на подвесках к нижнему и верхнему поясам продольной фермы; пространственной продольной полигональной несущей фермы переменной высоты 0 × 6,0 м, поперечное сечение которой имеет ромбическую форму, состоящей из верхнего, нижнего и двух боковых поясов, выполненных из труб круглого сечения; пилонов стойки решетчатого типа с размерами поперечного сечения у основания (по осям угловых стоек) 1,2 × 5,5 м с односторонними консолями вылетом 11,1 м, в виде двутавровых балок постоянного сечения (со сплошной стенкой), высотой 0,85 м. Жесткость покрытия и передача нагрузок на пилон обеспечивается системой горизонтальных и вертикальных связей.

Центральный стадион расположен на конусе выноса реки Малая Алматинка. В соответствии со СНиП 2.03.07-2001 и картой сейсмического микрорайонирования г. Алматы и прилегающих территорий площадка строительства отнесена к участку II-A-1 сейсмичностью 9 баллов. Насыпные грунты и суглинки полностью прорезаются фундаментами опор. Основанием фундаментов опор навесов всех трибун является галечниковый грунт с песчаным заполнителем плотностью $\rho_n = 2,35/2,36 \text{ т/м}^3$, удельным сцеплением $C_{II} = 33/35 \text{ кПа}$, углом внутреннего трения $\varphi = 34/35$ и модулем деформации $E = 68 \text{ МПа}$.

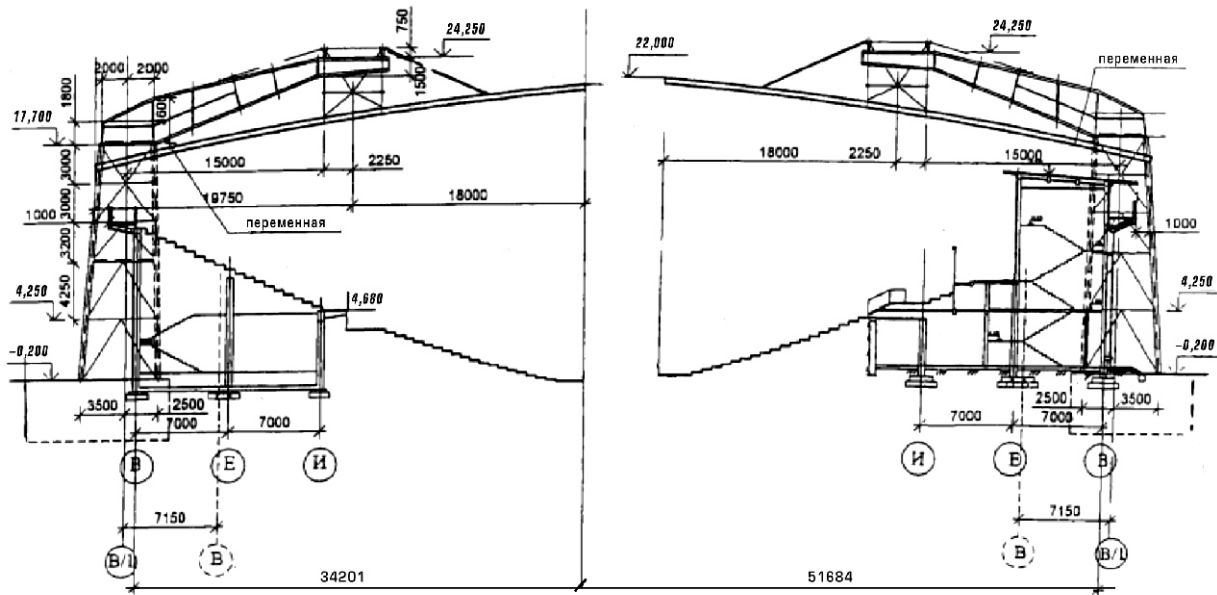


Рис. 1. Поперечный разрез конструкции стадиона

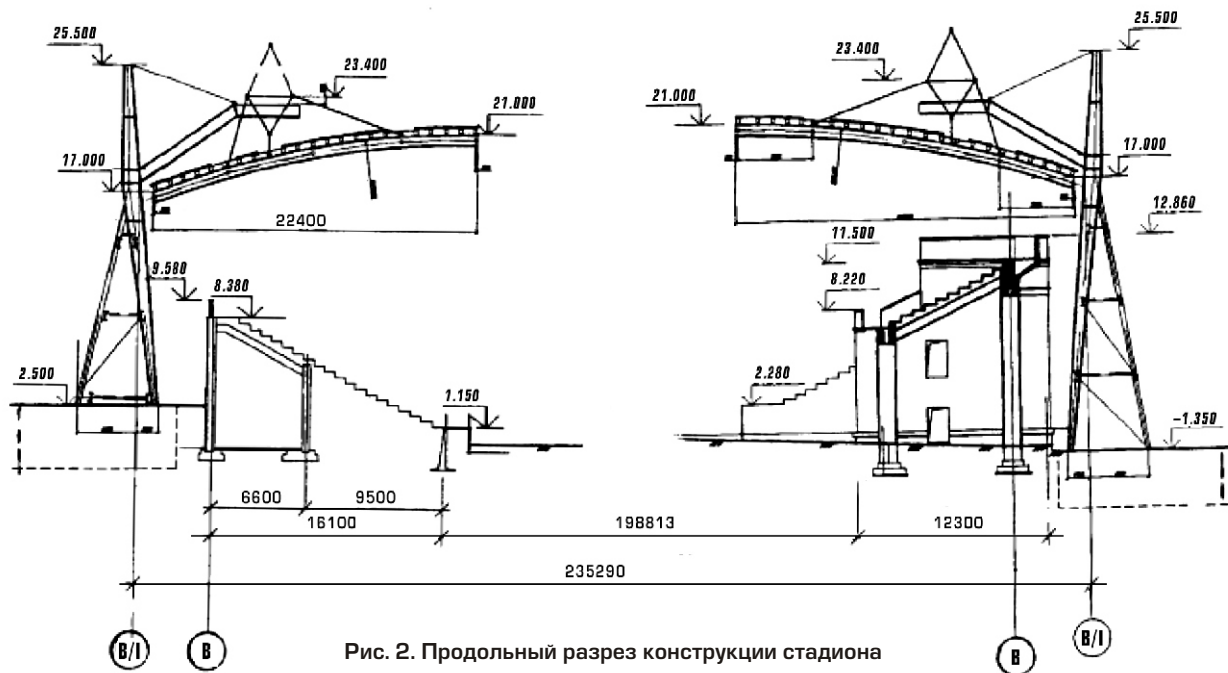


Рис. 2. Продольный разрез конструкции стадиона

Все фундаменты под одиночные стальные пространственного сечения опоры навесов располагаются за пределами наружного контура здания стадиона и в конструктивном отношении представляют собой отдельно стоящие монолитные железобетонные фундаменты на естественном основании. Нагрузки и воздействия, передаваемые фундаментами на основания, установлены исходя из их совместной работы с учетом усилий от ветвей опор навесов по верхнему обрезу подколонников фундаментов. Узлы опирания ветвей опор на подколонники фундаментов – шарнирные. Вертикальные нагрузки

от ветвей опор на подколонники передаются через стальные анкерные болты, а горизонтальные – через стальные упоры, которые размещаются в теле подколонников (рис. 3).

В связи со значительными нагрузками и воздействиями, действующими на каждую из ветвей опоры навесов, фундаменты, запроектированные в виде «жесткого штампа», состоят из сплошных плит переменного сечения, укрепленных системами из основных и дополнительных ребер (например, габариты фундаментной плиты западной и восточной трибун в плане 22 16 м, северной и южной – 12 7,5 м). Нагруз-

ки от ветвей опор на фундаментную плиту передаются через подколонники прямоугольного сечения. Обратная засыпка по фундаменту выполняется гравийным галечником с тщательным послойным уплотнением.

Проектом предусматривается безвыверочный монтаж стальных опор навесов, требующий устройства подливки под плитой башмаков опор общей толщиной 50 мм в два этапа. На первом этапе устраивается подливка толщиной 34 мм с предварительной укладкой сварной сетки. На втором – после приварки к стальным упорам подколонников пластин $t = 16$ мм, передающих все горизонтальные нагрузки от опор на фундаменты, производится дозаливка подливок цементным раствором на толщину 16 мм. Монтажные подливки изготавливаются из плотного жесткого крупнозернистого цементного раствора класса В15 по прочности на сжатие. Устройство

подливок под стальные опоры навесов выполняется непосредственно перед началом монтажа стальных конструкций, при этом прочность бетона подколонников фундамента должна составлять не менее 70 % от проектной прочности бетона на сжатие, а прочность материала подливки первого этапа – не менее 1,5 МПа.

В настоящее время закончены монтажные работы по устройству конструкций покрытия западной трибуны стадиона.

Расчет конструкции покрытия трибун на все виды действующих нагрузок, включая 9-балльное сейсмическое воздействие, выполнен численными методами на ЭВМ в упругой стадии.

Повышение эффективности использования пространственных конструкций покрытий достигается совершенствованием как их конструкции, так и методов расчета. Сложная структура конструкций, большая протяженность и кинематическая подвижность, а также значительная деформативность под действием несимметричных нагрузок требуют уточненных методов численного исследования их напряженно-деформированного состояния. В связи с тем, что покрытие относится к сооружениям повышенной степени ответственности, расчеты покрытия западной трибуны выполнялись двумя организациями (ПИ «Алматыгипрогор-1» и КазНИИССА).

КазНИИССА были выполнены работы по конструктивной и расчетно-аналитической оценке несущей способности и устойчивости конструкции навеса над западной трибуной большой спортивной арены, а также оценка расчетных предпосылок в результате расчета рассматриваемой конструктивной системы при действии нагрузок основного сочетания (собственный вес конструкций, снеговая и ветровая нагрузки) и нагрузок особого сочетания, включающих горизонтальные и вертикальные сейсмические нагрузки.

На покрытие западной трибуны действуют: собственный вес покрытия, заданный на основе рабочих чертежей марки «КМ» – 37 кг/м^2 ; расчетная снеговая нагрузка, принятая в соответствии с [1] с учетом нормативного значения веса снегового покрова для II снегового района, равного $S_0 = 70 \text{ кг/м}^2$, коэффициента перехода к снеговой нагрузке на покрытие $\mu = 1$, коэффициента надежности по снеговой нагрузке $\gamma_t = 1,6$, определяемая по формуле:

$$S_p = S_0 \cdot \gamma_t \text{ кг/м}^2;$$

ветровая нагрузка, определяемая по формуле:

$$W_m = W_0 \cdot k \cdot c \cdot f,$$

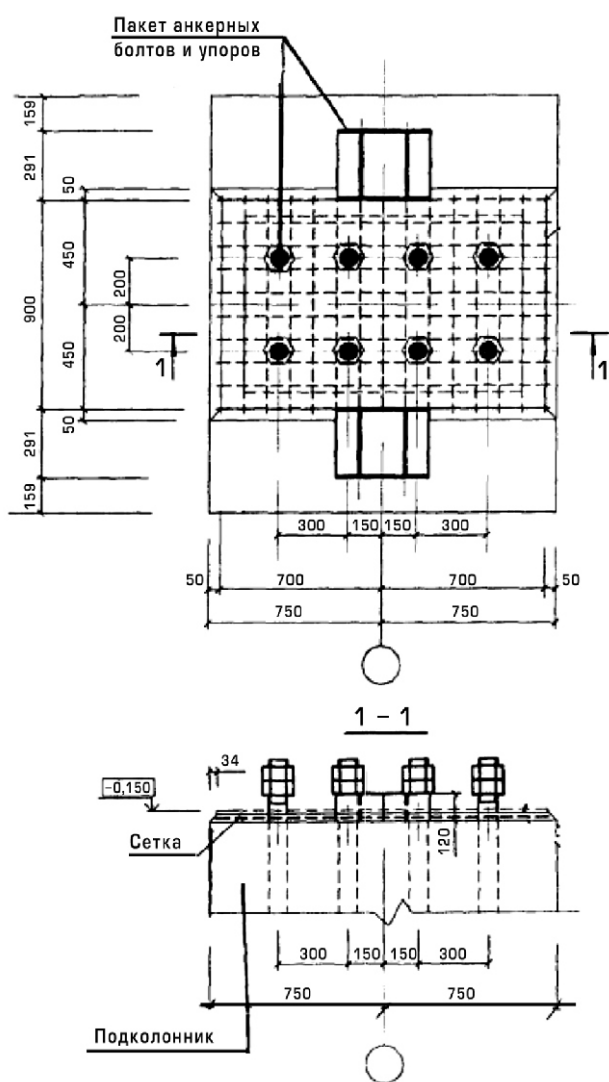


Рис. 3. Схема устройства выверочных подливок под монтаж стальных опор навесов трибун

где W_0 – нормативное значение ветрового давления для III ветрового района по [1], равно 38 кг/м^2 ; κ – коэффициент изменения ветрового давления по высоте $\kappa = 0,85$; c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по [1] при 10 ; f – коэффициент надежности по ветровой нагрузке $f = 1,4$ и сейсмическая нагрузка, определяемая по [2].

Проверочный расчет конструкции навеса над западной трибуной большой спортивной арены на особое сочетание нагрузок выполнен с использованием спектрального метода в соответствии с п. 5.7а СНиП РК 2.03-30-2006 [2].

Основные параметры для определения сейсмических нагрузок по данному методу включают следующие коэффициенты: сейсмичности $A = 0,5$; ответственности здания по назначению $\kappa_1 = 1,5$; конструктивных решений $\kappa_2 = 0,25$; коэффициент, учитывающий высоту здания, $\kappa_3 = 1$; спектральный коэффициент динамичности $\beta = 1,2/T_1$ – для грунтов I категории, T_1 – период колебаний; коэффициент форм колебаний γ – принимается по результатам расчета.

Повышенное значение коэффициента надежности по ветровой нагрузке принято с учетом того, что покрытие относится к классу сооружений повышенной ответственности. Ординаты эпюры ветровых нагрузок на конструкции покрытия учтены при действии ветровой нагрузки «слева» и «справа» относительно конструкции покрытия трибуны.

Согласно СНиП 2.01.07-85 проверочный расчет конструкции покрытия западной трибуны выполнен на основное и особое сочетания действующих нагрузок. При основном сочетании коэффициент для двух кратковременных нагрузок (снеговой и ветровой) принят $\gamma_2 = 0,9$, а при особом сочетании – по СНиП РК 2.03-30-2006 соответственно $0,9(0,95)$; $0,8$; $0,5$ для постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

С учетом особенностей конструктивной системы – решетчатой пространственной конструкции – при расстоянии между несущими пилонами (опорами) $88,4 \text{ м}$ существенное значение приобретает оценка напряженного состояния конструктивных элементов при действии сейсмических нагрузок с учетом протяженности сооружения в плане. Рассматриваемая задача нашла практическое решение в виде пространственной модели сейсмического воздействия, реализованной ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в программно-вычислительном комплексе «STARK EC». В расчете с применением дифференцированной модели используется аппарат механики

деформированного тела и методы аналитической механики, при этом в каждой точке основания сооружения задается вектор ускорения, определенный в пространстве [3]. В результате, в основании сооружения задается неравномерное поле ускорений. Расчетными параметрами дифференцированной модели сейсмического воздействия являются интенсивность вектора ускорений грунта, его направление в пространстве и спектральный состав воздействия, определяемый коэффициентом динамичности отдельных форм колебаний по записям акселерограмм региональных землетрясений (на примере Жаланаш-Тюпского землетрясения).

В результате расчета была выполнена оценка усилий в элементах навеса, вызванных сейсмическими воздействиями, с учетом протяженности сооружения в плане. Результаты, полученные на основе разработанной электронной модели сооружения и специальной методики учета пространственной модели сейсмического воздействия, использованы для оценки напряженного состояния элементов конструкции навеса над западной трибуной при различных сочетаниях усилий.

Одновременно были выбраны параметры и разработана пространственная модель сейсмического воздействия, выполнен проверочный расчет конструктивной системы с использованием модуля программно-вычислительного комплекса «STARK EC».

В пространственной модели учитываются условия заделки элементов и характеристики жесткости грунтового основания, принятые по материалам инженерно-геологических изысканий.

На основании выполненных проверочных расчетов можно заключить, что несущая система покрытия западной трибуны большой спортивной арены обладает достаточным запасом прочности.

Применение данной методики расчета позволяет оценить напряженно-деформированное состояние отдельных стержневых элементов конструкции покрытия вследствие статических и динамических воздействий с использованием метода конечных элементов и с получением результатов расчета в графической и табличной формах.

- [1] СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», М., 1985.
- [2] СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах», Астана, 2006 г.
- [3] Научно-технический отчет «Разработка электронной модели и анализ несущей способности конструкций навеса над западной трибуной Центрального стадиона г. Алматы в Республике Казахстан»/ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – М., 2005 г.

Надійшла 15.07.2010 р.

УДК 539.3; 624.04

ИССЛЕДОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ НАВЕСА НАД ТРИБУНАМИ НАЦИОНАЛЬНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСА «ОЛИМПИЙСКИЙ»

Дана постановка задачи о структурном анализе конструкции навеса над трибунами Национального спортивного комплекса «Олимпийский», который приведен к расчету его напряженно-деформированного состояния, устойчивости и частот свободных колебаний. Учитывается наличие полей предварительных напряжений. Приведены результаты численных исследований, полученные методом конечноэлементного моделирования.

A statement of the problem about computer analysis of the roof above the National Sports Complex «Olimpiyskiy» is formulated. The problem consists in calculation of the system stress-strain state and its stability, as well as in modal analysis of its prestressed structure. The results of numerical investigations gained by the methods of FE simulation are adduced.

Ключевые слова: тросово-стержневая конструкция, предварительные напряжения, устойчивость, колебания, конечноэлементный анализ.

Уникальность конструкции навеса над трибунами Национального спортивного комплекса «Олимпийский», использованные новые технологии при его строительстве и монтаже вызывают необходимость более детальной проверки его наиболее ответственных несущих конструктивных элементов с целью исключения наступления критических состояний. ОАО «Украинский научно-исследовательский и проектный институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского» было выполнено конечноэлементное моделирование статической и динамической прочности, устойчивости и колебаний конструкции навеса при самых неблагоприятных сочетаниях статических и динамических нагрузок.

Поскольку конструкция содержит большое количество несущих и вспомогательных подсистем и подконструкций, включая тонкостенные крупноразмерные колонны, пластины, мембраны, стержни, тросы, шарниры с двумя степенями свободы, трехмерные литые детали и другие, необходимо было выполнить расчет наиболее ответственных несущих конструкций системы в ее наиболее критических состояниях. Разработанная расчетная модель включала несущие стальные колонны, связанные с ними стальные верхнее и нижнее силовые кольца, внутреннее тросовое кольцо и соединительные вертикальные тросы, используемые также для преднапряжения конструкции. Все другие (вспомогательные) подконструкции включались в нагрузку собственного веса.

Конструктивная схема навеса и его конечноэлементная модель. Выделенная для расчета конструкция навеса состоит из подконструкции каркаса, которая включает 80 колонн, верхнего и нижнего силовых колец, а также тросовой



В.И. Гуляев

зав. кафедрой высшей математики Национального транспортного университета, зав. отделом моделирования конструкций ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», д.т.н., профессор



В.В. Гайдайчук

зав. кафедрой теоретической механики КНУБА, главный научный сотрудник отдела моделирования конструкций ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», д.т.н., профессор



С.Н. Худолий

доцент кафедры высшей математики Национального транспортного университета, ведущий научный сотрудник отдела моделирования конструкций ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», к.т.н.

подконструкции, содержащей внутреннее силовое кольцо, системы верхних и нижних радиальных тросовых растяжек и системы вертикальных соединительных тросов (рис. 1).

Расчеты прочности и устойчивости конструкции проведены методом конечных элементов [1, 2]. Конечноэлементная модель сооружения составлена путем аппроксимации всех несущих подконструкций (колонн, верхнего и нижнего сжатых колец, внутреннего тросового кольца, радиальных верхних и нижних растяжек, а также вертикальных соединительных тросов) балочными конечными элементами, упруго деформируемыми под действием про-

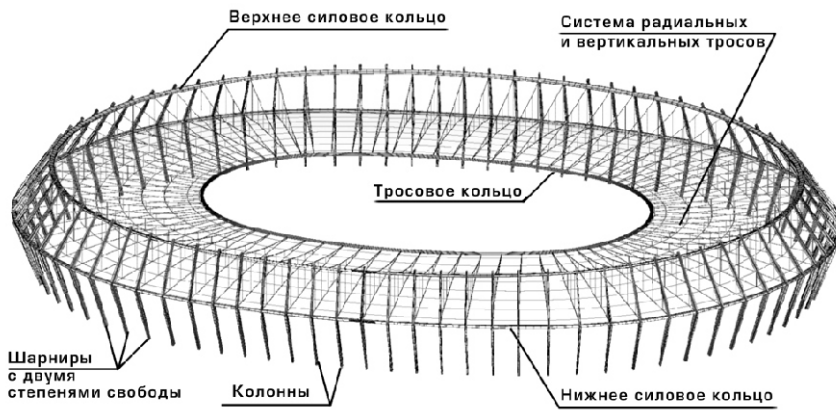


Рис. 1. Расчетная модель конструкции навеса Национального спортивного комплекса «Олимпийский»

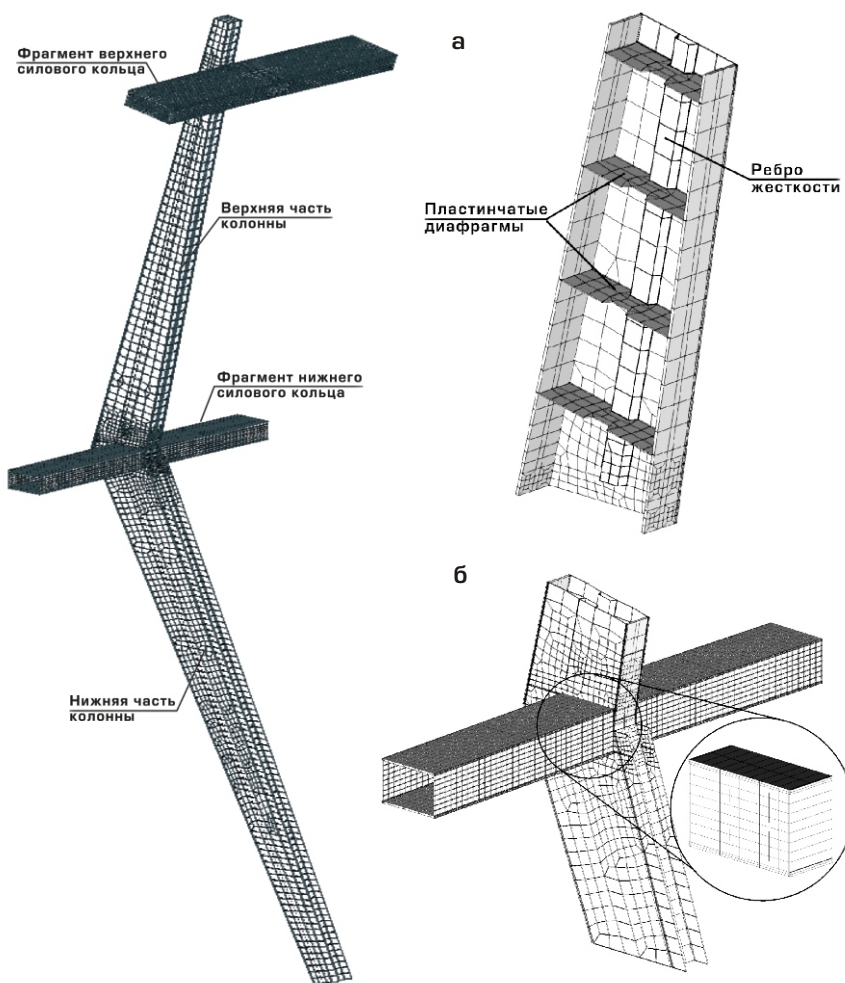


Рис. 2. Конечноеlementная схема колонны с фрагментами верхнего и нижнего силовых колец:
а – фрагмент верхней части колонны;
б – узел соединения колонны с нижним силовым кольцом

лонны и фрагменты колец аппроксимировались пластинчатыми конечными элементами.

Схема типовой колонны с присоединенными фрагментами верхнего и нижнего силовых колец представлена на рис. 2. Колонна состоит из нижней и верхней частей, соединенных под определенным углом и имеющих некоторые геометрические отличия друг от друга. Поэтому по геометрическому признаку 80 колонн объединены в 20 видов для верхних частей и 40 видов для нижних.

Колонны имеют коробчатые сечения. Для обеспечения локальной жесткости и устойчивости в них вставлены пластинчатые диафрагмы и ребра жесткости (рис. 2, а). Коробчатую конструкцию представляют собой также верхнее и нижнее силовые кольца.

На рис. 2, б показана конечноеlementная схема узла соединения нижнего силового кольца с колонной. При моделировании колонн и колец стержневыми элементами считалось, что примыкающие фрагменты верхней и нижней частей каждой колонны и нижнего кольца жестко связаны в узле их соединения. В модели, базирующейся на применении пластинчатых конечных элементов в конструкциях колонн и колец, было принято, что в центре узла имеется пустотелое литое стальное тело в форме прямоугольного параллелепипеда, с ребрами которого жестко связаны примыкающие к ним пластинчатые элементы поверхностей колонн и нижнего кольца.

Внутреннее тросовое силовое кольцо (см. рис. 1) состоит из 10 тросов, объединенных в одну конструкцию при помощи 80

дольной силы, изгибающих моментов в двух плоскостях и крутящего момента. Кроме того, для проверки точности модели отдельные ко-

пластин, каждая из которых имеет 10 отверстий под тросы. С их помощью внутреннее тросовое кольцо соединяется также с верхними и внутрен-

ними радиальными тросами. Диаметр вертикальных тросов составляет 28 мм.

Мембрана покрытия не является несущей конструкцией, однако в КЭ модели она использовалась для передачи нагрузок от веса собственного и вспомогательного оборудования и моделировалась пластинчатыми конечными элементами малой изгибной жесткости.

Механическая прочность и жесткость других подконструкций (витражи, электрическая проводка, светильники и др.) была несущественной и их несущая способность не учитывалась, при этом считалось, что они играют роль присоединенной массы, которая увеличивает нагрузку собственного веса.

Общее число конечных элементов в модели составило 5468, число узлов – 4880, общее число искомым переменных – 20928.

Принято, что в нижних точках колонны опираются на шарниры с двумя степенями свободы, допускающие повороты в двух вертикальных плоскостях. Считается, что материалы всех подконструкций деформируются только в упругой стадии.

Действующие нагрузки включают следующие составляющие: исходные нагрузки от собственного веса всего сооружения (несущие и вспомогательные подконструкции), эксплуатационные нагрузки, нагрузку от преднапряжения, а также снеговые, ледовые и ветровые нагрузки, температурные и сейсмические воздействия.

Нагрузки от собственного веса в конечно-элементной модели подсчитываются автоматически через размеры сечений конструктивных частей и значения плотностей материалов.

Эксплуатационные нагрузки вызываются действием собственного веса вспомогательного переносного оборудования и приборов (фермы осветительных приборов, электросветильники и электропроводка, приборы акустического влияния, видеоэкраны).

Нагрузка от преднапряжения – тросы, поддерживающие конструкцию, должны постоянно находиться в состоянии предварительного напряжения. Поэтому напряжение от их исходного нагружения является основной составляющей расчета всей конструкции. Значения исходных усилий в тросах приводятся проектировщиком на электронных носителях, подготовленных в системе АвтоКАД.

Снеговые нагрузки задавались в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006. СНББ «Навантаження і впливи. Норми проектування». Интенсивность распределения снега по поверхности с одинаковым уклоном составляет $s_k = 155 \text{ кг/м}^2$, что эквивалентно $s_k = 1,55 \text{ кН/м}^2$.

Расчетные состояния и методика анализа. При проведении проверочных расчетов конструкции навеса стадиона рассматривались: статическое напряженно-деформированное состояние конструкции, вызванное как ее преднапряжением, так и действием статических нагрузок; устойчивость конструкции при действии статических нагрузок (предварительное напряжение и активные внешние силы), а также собственные колебания (частоты и формы) предварительно напряженной конструкции с учетом и без учета присоединенных масс вспомогательного оборудования и снега.

Используемый способ ужесточения конструкции навеса за счет ее преднапряжения и задача построения спектров частот и форм собственных колебаний системы приводят к необходимости использования нелинейной постановки общей задачи. В связи с этим применяется шаговый алгоритм метода продолжения по параметру с дополнительными итерациями на каждом шаге процедуры Ньютона-Рафсона. При этом происходит перестраивание линеаризованной матрицы жесткости с учетом изменения в процессе нагружения конструкции ее геометрии и внутренних преднапрягающих сил.

Анализ упругого деформирования конструкции навеса на каждом шаге реализуется решением системы линеаризованных алгебраических уравнений для конечноэлементной модели

$$[K]\{u\} = \{f\} - \{r\}, \quad (1)$$

где $[K]$ – линеаризованная матрица жесткости системы; $\{u\}$ – искомый вектор приращений перемещений; $\{f\}$ – вектор приращений заданных сил; $\{r\}$ – вектор невязок. В данном случае роль внешних воздействий играют также заданные усилия предварительных напряжений в тросовых элементах, моделируемые специально подобранными полями температур.

В связи с тем, что при некоторой комбинации внутренних сил предварительного напряжения конструкция может потерять устойчивость, было исследовано выпучивание элементов конструкции на основе постановки пробле-

мы на собственные значения для линеаризованной системы алгебраических уравнений [3–5]

$$|K - \lambda L| = 0, \quad (2)$$

где K – матрица жесткости для ненапряженной конструкции; L – разностная матрица жесткости; λ – искомые собственные значения параметра нагрузки (параметра преднапряжения); прямые скобки обозначают знак вычисления детерминанта.

Частоты и формы свободных колебаний определяются на основе частотного анализа. Уравнения движения элементов конструкции записываются в матричной форме

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0, \quad (3)$$

где $[K]$ и $[M]$ – соответственно матрицы жесткости и масс, отражающие упругие и инерционные характеристики конструкции; $\{u\}$ – вектор динамических перемещений; точками над буквой обозначено дифференцирование по времени.

После учета гармонического закона собственных колебаний конструкции анализ системы уравнений движения (3) сводится к проблеме Штурма-Лиувилля для алгебраической системы

$$[K - \lambda L]\{\phi\} = 0, \quad (4)$$

где $\{\phi\}$ – собственный вектор (мода колебаний), соответствующий собственному значению λ (круговая или циклическая частота).

Вычисление собственных значений и векторов для уравнений (4) осуществляется с помощью метода Ланцоша.

Результаты расчета НДС конструкции под действием снеговой нагрузки. Особенность упругого деформирования конструкции навеса заключается в том, что она может воспринимать внешнюю нагрузку только при условии предварительного напряжения ее тросовой системы. Поэтому все расчеты выполнялись в два этапа. На первом этапе расчет проводился в нелинейной постановке от начального состояния, в котором весовая нагрузка и усилия преднапряжения задавались равными нулю. Затем весовая нагрузка пошагово увеличивалась, а длины верхних и нижних радиальных тросов уменьшались пропорционально некоторому параметру так, чтобы при $\alpha = 1$ они приобрели заданные проектные значения.

Затем осуществлялось нагружение конструкции другими заданными нагрузками. Решена задача определения НДС конструкции навеса

стадиона под действием нагрузки от снега, равномерно распределенного по всей поверхности покрытия. Интенсивность распределения нагрузки от веса снега составляет $1,24 \text{ кН/м}^2$. Результаты расчетов конструкции покрытия в деформированном состоянии представлены на рис. 3. Упругие перемещения даны в увеличенном масштабе. Шкала цветовой палитры перемещений показывает, что максимальное перемещение от совместного действия преднапряжения, весовой нагрузки элементов конструкции и снеговой нагрузки составило $1,151 \text{ м}$. Зоны максимальных прогибов покрытия локализованы в областях внутренних точек покрытия вдоль его меньших полуосей.

Результаты расчетов для комбинации нагрузок с добавлением снеговой нагрузки по схеме равномерного распределения с разными интенсивностями на двух половинах площади покрытия представлены на рис. 4. В этом случае на одной половине покрытия снеговое давление составляет $1,3 \text{ кН/м}^2$, на другой – $0,62 \text{ кН/м}^2$ (см. схему распределения снеговой нагрузки в правом верхнем углу). Аксонометрическое изображение деформированной конструкции (в увеличенном масштабе) свидетельствует, что наибольшие перемещения происходят в средней части области с большей поверхностной плотностью снега. Они равны $1,36 \text{ м}$ и превышают перемещения для случая равномерного распределения. При этом напряжения Мизеса в колоннах выросли до 146 МПа , что более чем в два раза меньше заданного предела текучести 355 МПа . Однако напряжения Мизеса в конструкции верхнего силового кольца уменьшились от $1,23 \cdot 10^8 \text{ Па}$ до значения $1,09 \cdot 10^8 \text{ Па}$. Несколько уменьшились напряжения Мизеса и в конструкции нижнего силового кольца, а также продольные силы в тросовых конструкциях за исключением вертикальных тросов, где они выросли от значения 217 до 225 кН .

Результаты расчета собственных колебаний. По изложенной методике выполнен также спектральный анализ конструкции навеса в различных состояниях ее преднапряжения. В таблице приведены значения семи первых технических частот (Гц) для состояния ее исходного преднапряжения усилиями в тросах. Можно видеть, что начальная часть спектра частот отличается довольно равномерным распределением их значений. Это свидетельствует о сравнительно ра-

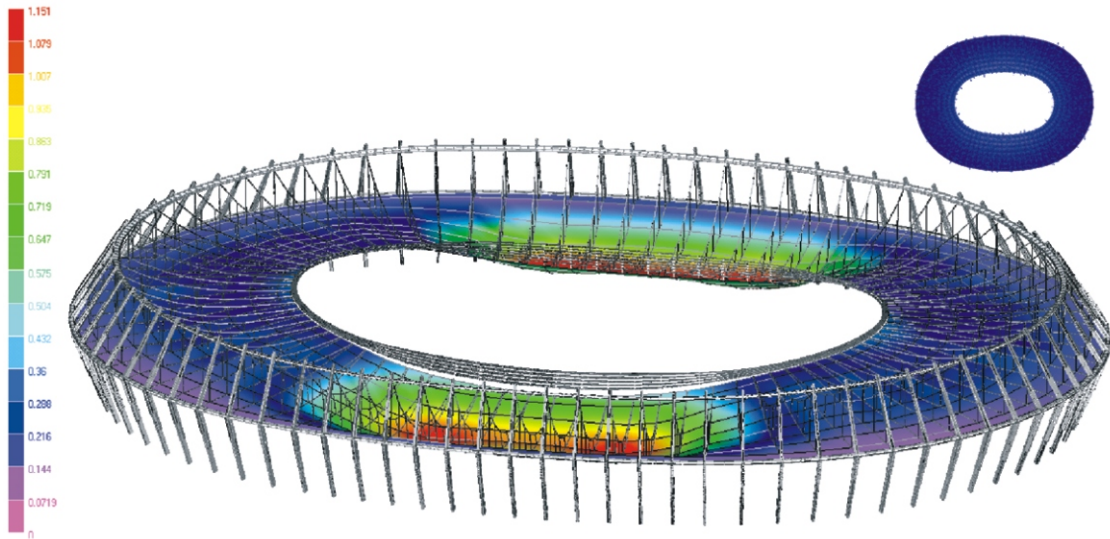


Рис. 3. Схема конструкции навеса в деформированном состоянии под действием снеговой нагрузки, равномерно распределенной по всей поверхности навеса

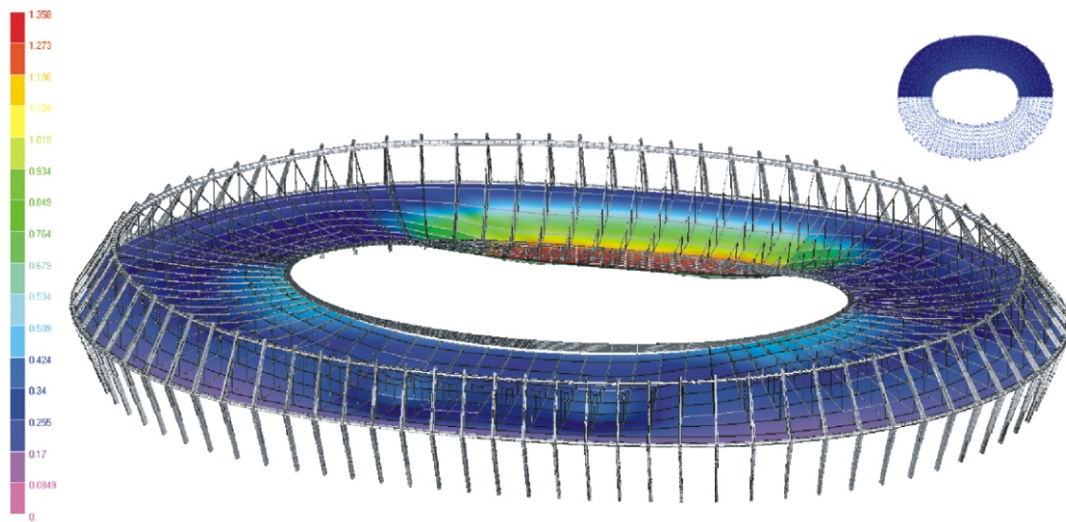


Рис. 4. Схема конструкции навеса в деформированном состоянии под действием снеговой нагрузки, с разными интенсивностями распределения на половинах его площади

циональном распределении жесткостных свойств системы.

Исследования показали, что первые формы свободных колебаний навеса связаны с вращательными движениями конструкции как недеформируемой системы за счет изгиба колонн. Они сравнительно просты и здесь не показаны. Колебания системы с деформированием поверхности навеса происходят с более высокими частотами и сопровождаются усложнением формы движения.

Номера частот	Значения частот
ν_1 (Гц)	0,2552
ν_2 (Гц)	0,2739
ν_3 (Гц)	0,2966
ν_4 (Гц)	0,3542
ν_5 (Гц)	0,3579
ν_6 (Гц)	0,5261
ν_7 (Гц)	0,5421

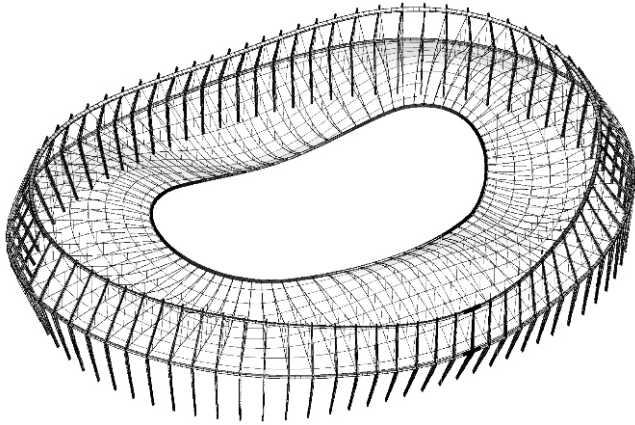


Рис. 5. Шестая форма свободных колебаний преднапряженной конструкции навеса

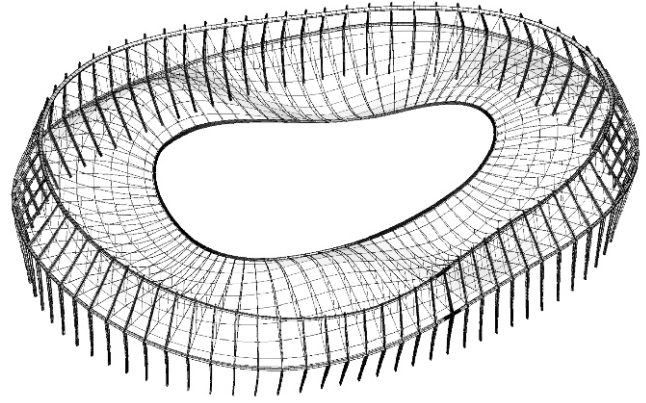


Рис. 6. Седьмая форма свободных колебаний преднапряженной конструкции навеса

На рис. 5 представлена шестая форма свободных колебаний, которая отличается включением в процесс динамического деформирования практически всех элементов конструкции. Такими же свойствами обладает и седьмая форма свободных колебаний (рис. 6), характеризующаяся с асимметричным деформированием верхнего и нижнего силовых колец и центральной кольцевой тросовой конструкции.

Выводы.

1. Расчеты статических напряженно-деформированных состояний конструкции навеса выполнялись для наиболее опасных комбинаций нагрузок от исходных преднапряжений, нагрузки собственного веса несущих конструкций, мембранного покрытия и дополнительного оборудования, снеговых и ветровых нагрузок, а также температурных воздействий. Для них выбирались комбинации основных предельных и аварийных проектных состояний. Анализ показал, что даже для самых неблагоприятных сочетаний предельных значений нагрузки максимальное по модулю напряжение в стержневых подконструкциях составило 225 МПа при пределе текучести 355 МПа, а расчетные значения сил

в тросах остаются положительными и почти в два раза меньше их предельных значений.

2. Сравнение результатов расчета с учетом действия температурных нагрузок с результатами расчета без учета этих нагрузок показывает, что поле внутренних напряжений мало зависит от температурных воздействий рассматриваемого типа. Поэтому можно считать, что данная конструкция слабо чувствительна к равномерно распределенным температурным полям.

3. Выполнен расчет собственных колебаний конструкции навеса, нагруженной силами исходного преднапряжения и нагрузкой от собственного веса элементов конструкции, а также от веса снега. Сравнительно высокие значения трех низших частот свободных колебаний (0,25 Гц, 0,27 Гц, 0,29 Гц) такого крупноразмерного и массивного сооружения и их малая зависимость от характера распределения снега по поверхности покрытия свидетельствует о достаточной динамической жесткости конструкции навеса.

4. Анализ результатов расчетов глобальной устойчивости конструкции навеса показал, что она имеет достаточный запас глобальной устойчивости.

- [1] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев: Сталь, 2002. – 597 с.
 [2] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – Киев: Сталь, 2002. – 368 с.
 [3] Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. – М.: Машиностроение, 1991. – 334 с.
 [4] Гуляев В.И., Баженов В.А., Гоцуляк Е.А. Устойчивость нелинейных механических систем. – Львов: Вища школа, 1982. – 254 с.
 [5] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. Том 1. – М.: Издательство СКАД СОФТ. 2007 – 670 стр.

Надійшла 07.07.2010 р.

УДК 539.3:624.071.2

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВИСЯЧЕГО БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО ПОКРЫТИЯ

Представлены результаты расчета висячего большепролетного покрытия, выполненного с использованием метода конечных элементов и уточненной теории расчета нитей конечной жесткости. Исследовано напряженно-деформированное состояние основных несущих элементов покрытия и предложены рекомендации по усовершенствованию его конструктивных решений.

The calculation results of hanging long-span roof are presented. Calculation is executed with the use of finite elements method and specified calculation theory of finite rigidity tendons. The tensely-deformed state of basic bearings elements of roof is explored. Recommendations on the improvement of its structural decisions are offered.

Ключевые слова: метод конечных элементов, опорный контур, нить конечной жесткости, нелинейность, напряженно-деформированное состояние.

В практике строительства все большее распространение получают висячие системы повышенной жесткости, несущими элементами которых являются нити конечной жесткости. Такие системы широко применяются при возведении покрытий спортивных залов, выставочных павильонов, рынков, гаражей, производственных цехов и др., что требует эффективных методов расчета для определения действительной работы их конструктивных элементов. В статье исследование напряженно-деформированного состояния висячего большепролетного покрытия предлагается выполнять с помощью метода конечных элементов и уточненной теории расчета нитей конечной жесткости [1].

Покрытие имеет форму гиперболического параболоида с разницей вертикальных отметок углов контура 20 м, расстоянием между осями колонн в плане 94,34 м и длинами диагоналей – 100 и 160 м (рис. 1). Основными несущими элементами висячего покрытия являются нити конечной жесткости, опирающиеся с шагом 3,776 м на упруго-податливый трубобетонный опорный контур и зафиксированные в проектном



В.К. Цыхановский
главный научный сотрудник
ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского»,
д.т.н., профессор



В.В. Шалинский
заведующий группы
отдела мостовых и специальных
сооружений
ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского»

положении в плоскости покрытия с помощью распорок из швеллера № 10. По нитям уложен профнастил, по которому выполнена мягкая кровля. Предложенная конструкция обеспечивает максимальное снижение материалоемкости покрытия и наиболее полно отвечает требованиям современной технологии изготовления и монтажа висячих систем.

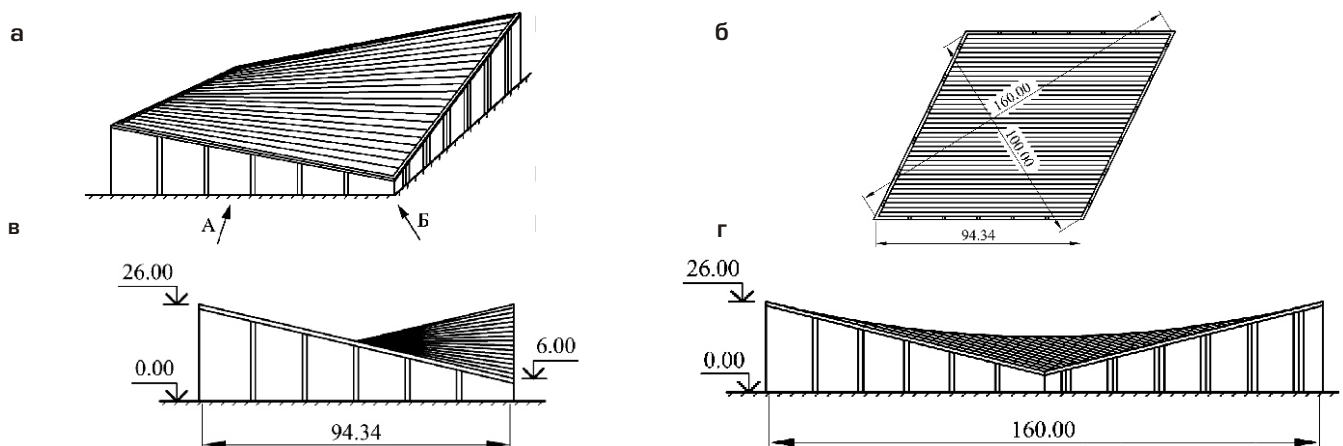


Рис. 1. Конструктивная схема покрытия:
а – общий вид; б – план; в – вид А; г – вид Б

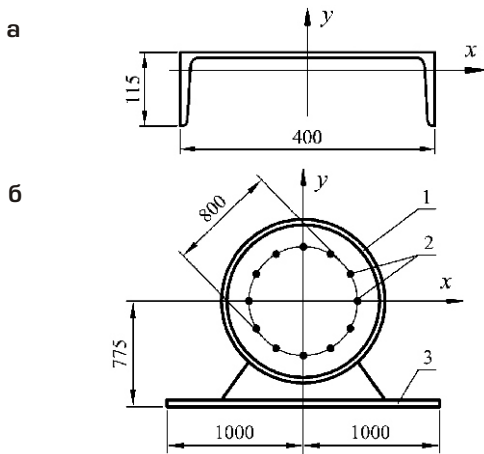


Рис. 2. Поперечное сечение:

а – нити конечной жесткости;
 б – опорного трубобетонного контура; 1 – труба 1200 14;
 2 – арматура 28 АIII; 3 – плита 2000 25

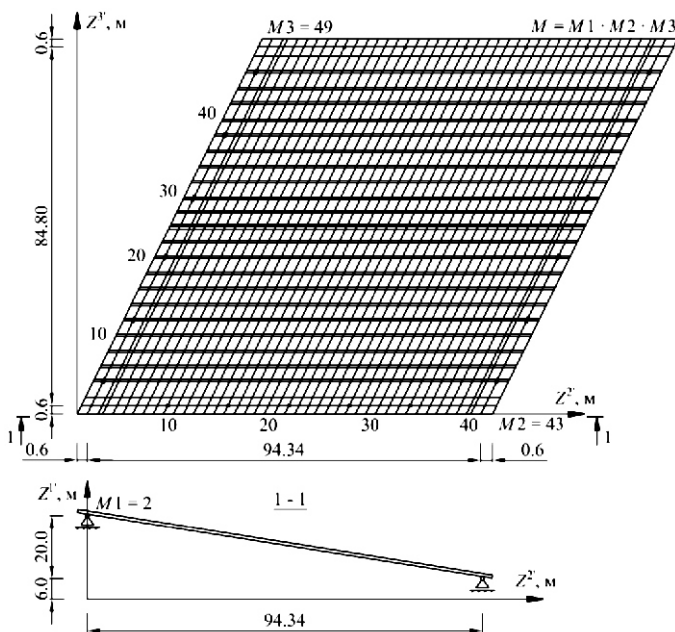


Рис. 3. Расчетная схема висячего покрытия с нумерацией узлов сеточной области

На рис. 2 представлены поперечные сечения основных несущих элементов покрытия – нитей конечной жесткости из швеллеров № 40 и опорного трубобетонного контура, состоящего из заполненной бетоном металлической трубы 1200 14 мм с арматурным каркасом из 12 стержней 28 АIII. Нити конечной жесткости и труба опорного контура выполнены из стали марки С46/33 с пределом текучести $\left| \frac{m}{cm} \right| 60$ МПа, а бетон опорного контура принят класса В45 с предельным значением $\left| \frac{m}{б} \right| 60$ МПа.

В расчетной схеме покрытия на рис. 3 его основные несущие элементы представлены стерж-

невыми конечными элементами прямоугольного поперечного сечения, воспринимающими усилия растяжения-сжатия и изгиба. Параметры конечных элементов (размеры поперечного сечения и эквивалентный модуль упругости) установлены с учетом эквивалентного «размазывания» стержневых элементов покрытия таким образом, чтобы обеспечить равенство жесткостных характеристик расчетных и реальных конструктивных элементов.

При описании топологической структуры покрытия его расчетная схема отображена на прямоугольную сеточную область. Введена местная нумерация узлов от 1 до $M1 = 2$, от 1 до $M2 = 43$ и от 1 до $M3 = 49$, а также сквозная – от 1 до $M = M1 \cdot M2 \cdot M3$. Порядок нумерации узлов показан на рис. 3.

В качестве внешнего воздействия на покрытие принято равномерно распределенное по его поверхности загрузка от собственного веса конструкций с учетом нагрузок от легкого подвесного потолка и электрооборудования $q_{c.в.}^p = 2,63$ кН/м², а также максимальной снеговой нагрузки $q_c^p = 1,57$ кН/м².

После формирования расчетной схемы и задания внешнего воздействия задача сводится к итерационному процессу решения системы нелинейных уравнений равновесия размерностью $k = 3 \cdot M1 \cdot M2 \cdot M3 = 3 \cdot 2 \cdot 43 \cdot 49 = 12642$ неизвестных. Решение указанной системы осуществляется на основе методов нелинейного программирования в сочетании с методами продолжения по параметру возмущения, Ньютона-Канторовича и регуляризации [2, 3]. При этом эффективность работы указанных методов, как и любого другого численного метода, зависит от правильности задания начальных параметров [3]. Последнее обеспечивает высокую скорость сходимости итерационного процесса, а также сокращение числа итераций вычислительного процесса и времени счета. В ряде случаев для нахождения начальных параметров используются аналитические решения. В данном случае при их определении использованы зависимости уточненной теории расчета нитей конечной жесткости [1].

По результатам расчета построены эпюры перемещений, продольных сил и изгибающих моментов в средней нити конечной жесткости и боковой (перпендикулярной нитям) стороне опорного контура. Анализ полученных результатов показал, что кривая деформирования нити имеет три точки перегиба, а максимальные про-

гибы весьма значительны и достигают 9,7 м. Эпюры продольных сил N^{22} и изгибающих моментов M^{22} имеют в средней части плавный характер, а на краях наблюдается знакопеременность и значительные абсолютные значения усилий. Проверка несущей способности средней нити конечной жесткости в наиболее нагруженном сечении ($N^{22} = 475,0$ кН; $M^{22} = -78,5$ кНм) показала, что максимальное напряжение в нити равно $\sigma_{\max} = 413,5$ МПа и превышает допустимое значение.

В опорном контуре наиболее нагруженным является среднее сечение, для которого $N^{33} = -3604$ кН; $M^{33(t)} = -30890$ кНм; $M^{33(p)} = -385$ кНм. Поскольку напряжения в поперечном сечении опорного контура перераспределяются между трубой и железобетоном пропорционально их жесткостям, то максимальные напряжения в них равны $\sigma_{\max}^{тр.} = -281$ МПа и $\sigma_{\max}^{ж.б.} = -59$ МПа. Последнее свидетельствует о том, что нормативные требования по прочности опорного контура выполняются, в отличие от требований по его деформативности, так как $U_{\max}^2/l_k = 2,727/94,34$

$1/35 \quad 1/150$. Таким образом, анализ полученных результатов показал, что принятая конструкция основных несущих элементов покрытия не отвечает нормативным требованиям по прочности и деформативности и подлежит уточнению.

Для уменьшения горизонтальных перемещений продольных (параллельных нитям) сторон опорного контура введена упруго-податливая связь по направлению Z^3 с единичной жесткостью $R_a^3 = 1260$ кН (рис. 4).

Принят новый вариант поперечного сечения нити конечной жесткости, включающий швеллер № 40, стальную полосу 540 20 и два уголка 50 5 (рис. 5, а). С целью повышения жесткости трубобетонного опорного контура его конструкция развита в горизонтальной плоскости и включает две заполненные бетоном трубы 1620 18 с арматурным каркасом из 24 стержней 32 АIII в каждой, совместная работа которых обеспечена двумя трубами 600 10 и 660 10, плитой основания 4400 40, верхним листом 2000 20 и двумя продольными гладкими стержнями 32 мм (рис. 5, б).

С учетом новых поперечных сечений опорного контура и нитей конечной жесткости выполнен численный расчет покрытия, расчетная схема которого представлена на рис. 4. По результатам расчета определены начальное и деформированное состояния покрытия (рис. б), а также перемещения, продольные силы и изгибающие моменты в средней нити конечной жест-

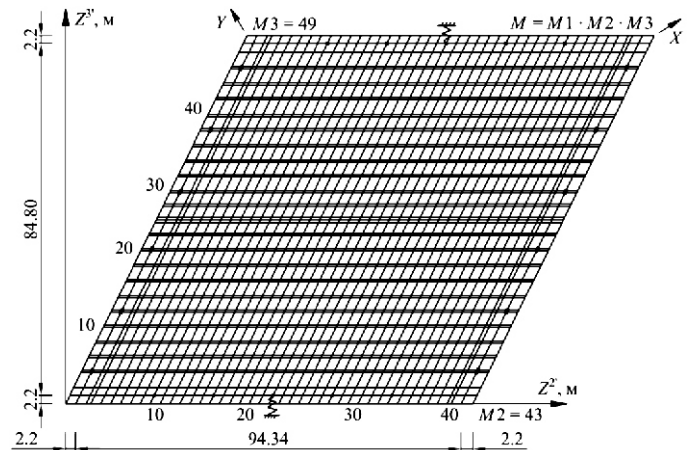


Рис. 4. Расчетная схема висячего покрытия с нумерацией узлов сеточной области и упруго-податливой связью

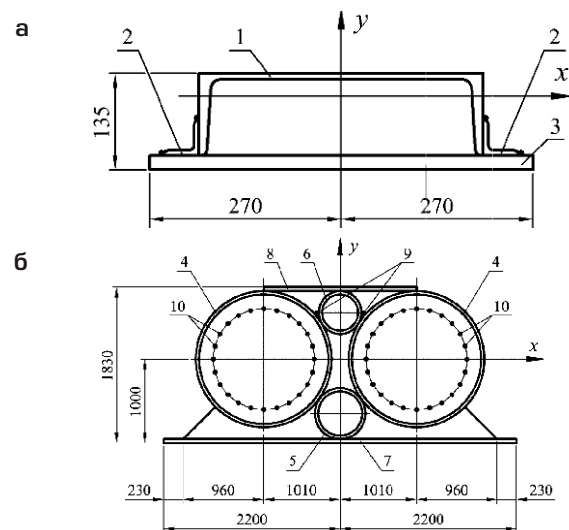


Рис. 5. Новое поперечное сечение:

а – нити конечной жесткости; б – опорного трубобетонного контура; 1 – швеллер № 40; 2 – уголок 50 5; 3 – лист 540 20; 4 – труба 1620 18; 5 – труба 660 10; 6 – труба 600 10; 7 – плита 4400 40; 8 – лист 2000 20; 9 – стержень 32; 10 – арматура 32 АIII

кости (рис. 7) и боковой стороне опорного контура (рис. 8).

Анализ результатов расчета висячего большепролетного покрытия свидетельствует, что перемещения опорного контура в горизонтальной плоскости меньше допустимых значений $U_{\max}^2/l_k = 0,474/94,34 \quad 1/200 \quad 1/150$, а деформированная поверхность покрытия в сечении по побочной диагонали имеет впадину с амплитудой 0,21 м на длине 50 м, вызывающую обратный уклон поверхности покрытия величиной $i = -0,0084$. Поэтому для его изменения по конструктивным требованиям на положительный уклон $i = +0,005$ под мягкой кровлей необходимо выполнить поверхностную облегченную конструкцию с максимальной амплитудой $h = 0,35 - 0,40$ м.

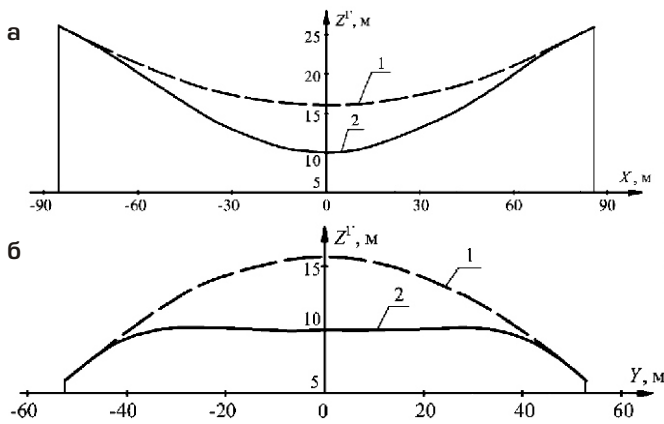


Рис. 6. Исходное (1) и деформированное (2) состояние диагоналей покрытия:
а – главная; б – побочная

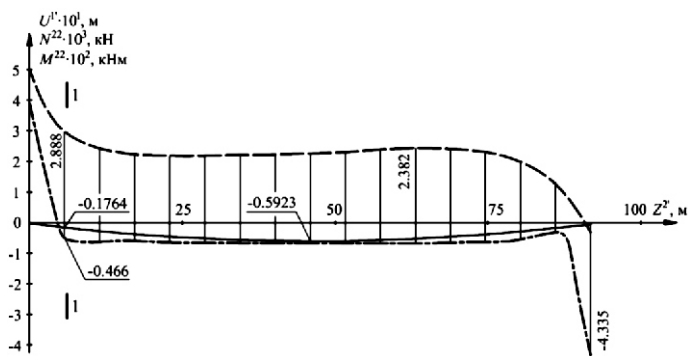


Рис. 7. Эпюры в средней нити конечной жесткости:
— перемещения U^1 ;
- - - продольные силы N^{22} ;
- · - · изгибающие моменты M^{22}

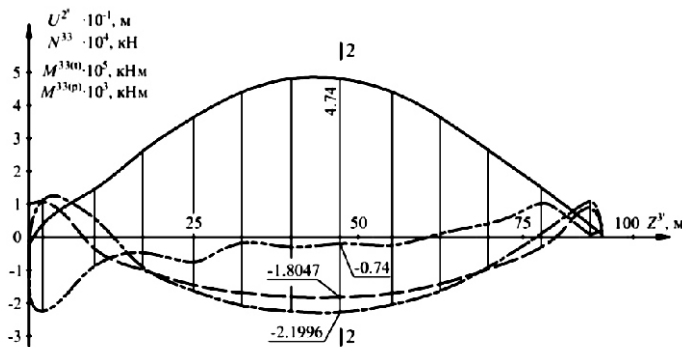


Рис. 8. Эпюры в боковой стороне опорного контура:
— перемещения U^2 ;
- - - продольные силы N^{33} ;
- · - · компоненты изгибающего момента $M^{33(p)}$
- · - · компоненты изгибающего момента $M^{33(t)}$

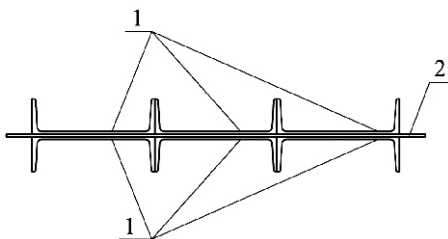


Рис. 9. Поперечное сечение упруго-податливой связи:
1 – швеллер № 40; 2 – лист 1400 × 32

По результатам анализа представленных на рис. 7 и 8 данных определены наиболее нагруженные поперечные сечения в средней нити конечной жесткости (сечение 1 – 1) и боковой стороне опорного контура (сечение 2 – 2).

Для средней нити конечной жесткости в сечении 1–1 (рис. 7) получены усилия $N^{22} = 2888,0$ кН и $M^{22} = -46,6$ кНм, которые создают максимальное напряжение $\sigma_{\max} = 256,7$ МПа. В то же время, в крайних нитях в средних (наиболее нагруженных) поперечных сечениях действуют усилия $N^{22} = 4170,0$ кН и $M^{22} = -41,9$ кНм, создающие максимальное напряжение $\sigma_{\max} = 318,6$ МПа. Указанные напряжения не превышают предельные значения для стали С46/33. Следует также отметить, что в нитях конечной жесткости напряжения от изгиба составляют 25–30 % от полных величин напряжений.

Максимальные внутренние усилия в опорном контуре наблюдаются в сечении 2–2 (рис. 8) и составляют $N^{33} = -18047$ кН, $M^{33(t)} = -219960$ кНм и $M^{33(p)} = -740$ кНм. С учетом перераспределения напряжений между трубой и железобетоном опорного контура пропорционально их жесткостям максимальные напряжения в них составили $\sigma_{\max}^{mp} = -195,7$ МПа и $\sigma_{\max}^{ж.б.} = -41,5$ МПа, что не превышает предельные значения напряжений для принятых бетона класса В45 и стали марки С46/33.

Выполненный расчет по определению конструкции упруго-податливой связи показал, что ее поперечное сечение должно состоять из шести швеллеров № 40 и полосового листа 1400 × 32 мм (рис. 9).

Вывод. Введение дополнительных упруго-податливых связей к продольным сторонам опорного контура, а также использование уточненных конструкций опорного контура и нитей конечной жесткости обеспечивает высокую несущую способность и жесткость рассмотренного висячего большепролетного покрытия. При этом усилия и перемещения, возникающие в них при действии эксплуатационных нагрузок, находятся в допустимых пределах.

[1] Шимановский А. В., Оглобля А. И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Изд-во «Сталь», 2002. – 372 с.
[2] Баженов В. А., Цыхановский В. К., Кислоцкий В. М. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких м'яких оболонок. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
[3] Шимановский А. В., Цыхановский В. К. Теория и расчет сильнонелинейных конструкций. – К.: Изд-во «Сталь», 2005. – 432 с.

Надійшла 01.12.2009 р.

УДК 624.954

ДО РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ СТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА З ХВИЛЯСТОЮ СТІНКОЮ ТА ПЛОСКИМ ДНИЩЕМ ЗА УМОВ НАЯВНОСТІ ВОРІТ

Сталеві силоси для зберігання зерна з хвилястою стінкою та плоским днищем монтуються з окремих елементів (стінових листів і вертикальних ребер жорсткості), які з'єднуються між собою болтами. За технологічними вимогами в оболонці силосу іноді встановлюються ворота. Приведено результати розрахунку конструкції силосу з воротами.

Building of steel silos broadens for storage of grain with a wavy wall and flat bottom. Silos are assembled from separate elements (wall folias and vertical ribs of inflexibility) which unite between itself on screw-bolts. On technological requirements in the shell of silo a gate is sometimes set. With collars the real article is devoted the calculation of construction of silo.

Ключові слова: сталевий силос, зберігання зерна, хвиляста стінка, ворота, розрахунок.

Спорудження сталевих силосів із хвилястою стінкою і плоским днищем для зберігання зерна набуває все більшої актуальності. Проектування таких конструкцій за умов відсутності концентраторів напружень у вигляді прорізів не є проблемою, оскільки стінові елементи працюють в основному на розтяг, а стискальні зусилля від покриття, зерна, снігу тощо сприймають вертикальні ребра жорсткості.

Мета роботи – визначення та аналіз напружено-деформованого стану конструкцій силосу і розроблення рекомендацій щодо подальшої експлуатації за умови наявності в стінці концентратора напружень у вигляді воріт.

Силос – сталева будівельна конструкція циліндричної форми, яка встановлюється на плоский залізобетонний фундамент, конструктивно являє собою циліндричну оболонку, що набирається зі стінових панелей (рис. 1). Товщина сталевих листів, з яких виготовляється оболонка, як правило, становить 1,5–4,0 мм (стінка завтовшки більше 2 мм набирається з пакета листів товщиною 1–2 мм). Товщина панелей змінюється в залежності від висоти їх розташування і, відповідно, від величини горизонтального тиску на стінки. Окремі панелі з'єднуються між собою болтами з елементами для ущільнення з'єднання.

Для забезпечення вертикальної стійкості стінові панелі зміцнюють вертикальними ребрами жорсткості U-подібного профілю, які розташовують ззовні силосу по довжині кола. Опори (бази) ребер жорсткості закріплюють до залізобетонного фундаменту за допомогою анкерних болтів. Товщина профілю, з якого складаються ребра жорсткості, по висоті змінюється.

Покрівля силосу – конічна просторова конструкція з кутом нахилу 30° – складається з оцинкованих металевих секторів, які з'єднуються



О.І. Голоднов
учений секретар
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»,
д.т.н.



О.Я. Червинський
науковий співробітник ДП «НДІБК»

між собою та з несучими ребрами жорсткості каркаса даху за допомогою болтів.

Залежно від технологічного процесу, умов експлуатації і обслуговування в конструкції силосу іноді влаштовують ворота (рис. 2) прямокутного профілю, які являють собою концентратори напружень в оболонці силосу.

За технологією монтаж елементів силосу починається з покрівлі. Після монтажу покрівлі та чергового ярусу стінової огорожі змонтовані конструкції піднімають на висоту одного-двох ярусів. Закінчується складання силосу після монтажу останнього ярусу від покрівлі (першого від поверхні землі).

Ворота встановлюють після монтажу силосу у проектне положення. За допомогою ручного абразивного інструмента («болгарки») розрізають оболонку «по місцю», вилучають вирізаний фрагмент і встановлюють ворота у проектне положення. Порухення технології монтажу воріт (надрізи нижньої кромки стінової панелі, яка розташована над рамою воріт, зменшення відстані між кромкою листа та крайнім отвором болтового з'єднання у порівнянні з мінімально допустимим згідно з таблицею 39 СНиП II-23-81* [1] тощо) може призвести до передчасної відмови і руйнації силосу (рис. 3).



Рис. 1. Загальний вигляд силосів для зберігання зерна з хвилястою стінкою і плоским днищем



Рис. 2. Влаштування воріт в оболонці силосу для проїзду трактора



Рис. 3. Характерні дефекти монтажу конструкцій силосу в зоні воріт (підрізи верхньої панелі, зменшення відстані між кромкою листа та крайнім отвором болтового з'єднання)

Перевірні розрахунки виконують згідно з вимогами чинних нормативних документів: СНиП П-23-81* [1], ДБН В.1.2-2:2006 [2], ДБН В.2.2-8-98 [3], СНиП 2.09.03-85 [4], а також Посібника до СНиП 2.10.05-85 [5]. За умов симетричного прикладення навантаження (при симетричному засипанні і розвантаженні зерна) стіни силосів перевіряють на міцність за формулами СНиП П-23-81* [1]. Величину розрахункової кільцевої поздовжньої розтягувальної сили в ярусах від горизонтальних тисків сипких матеріалів у стінах круглих сталевих силосів із урахуванням додаткових горизонтальних зусиль від температурних перепадів, а також вертикальних зусиль визначають за методикою, наведеною в чинних нормативних документах [3, 4].

Для визначення НДС, що виникає в несучих конструкціях силосу з урахуванням наявності вертикальних ребер жорсткості та воріт, застосовується сучасний розрахунковий програмний комплекс («Lira-Windows»), в основу якого покладено метод скінченних елементів (МСЕ) в переміщеннях. Розроблено методику розрахунку і комп'ютерну модель. Скінченно-елементна модель силосу розроблена в лінійній постановці.

Як приклад, наведено комп'ютерну модель силосу діаметром 22,15 м заввишки 17,10 м (15 ярусів заввишки 1,14 м кожний), яка складається із 92767 скінченних елементів і 80723 вузлів. Загальний вигляд моделі наведено на рис. 4. Стінові панелі та елементи покрівлі змодельовано оболонковими СЕ типу 41 «чотирикутний елемент оболонки» відповідної товщини з модулем пружності $E = 210000$ МПа, при цьому хвиляста стінка силосу змодельована шляхом геометричного хвилястого розташування плоских оболонкових СЕ. Ребра жорсткості змодельовано СЕ типу 10 «універсальний просторовий стрижньовий скінченний елемент».

За результатами розрахунку отримано ізополі переміщень оболонки і мозаїки напружень, що діють у конструкціях силосу (рис. 5, 6). На цих рисунках чисельні величини напружень у СЕ наведені у відповідності з розмірно-колірною шкалою, що розташована у верхній частині рисунка.

На основі отриманих результатів розрахунку встановлено, що найбільш несприятливий НДС в елементах оболонки силосу виникає в стінових панелях між вертикальними ребрами жорсткості. Максимальні розтягувальні напруження в оболонці становлять 257,5 МПа і не перевищують розрахунковий опір сталі (350 МПа).

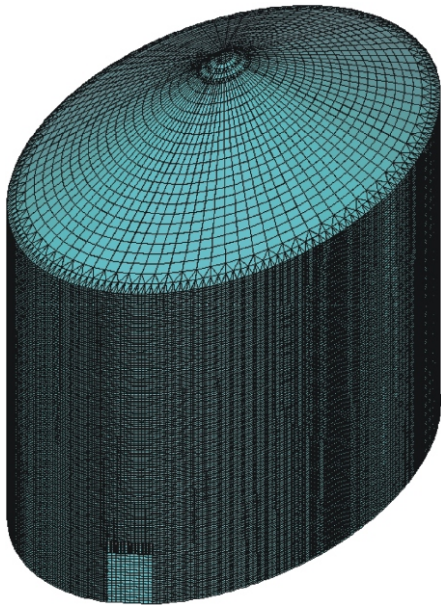


Рис. 4. Загальний вигляд комп'ютерної моделі силосу

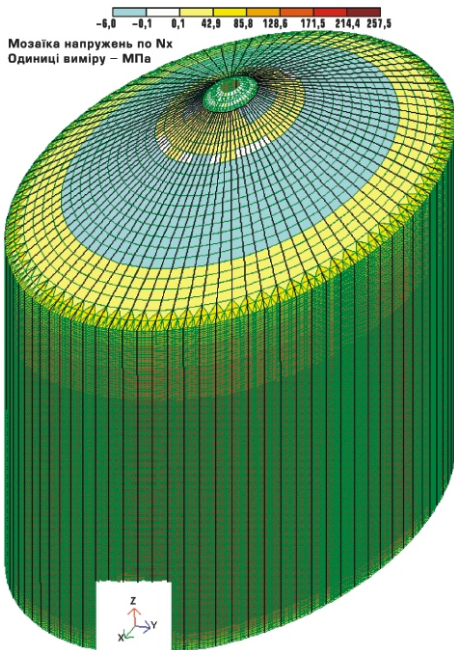


Рис. 5. Ізополя напружень по N_x

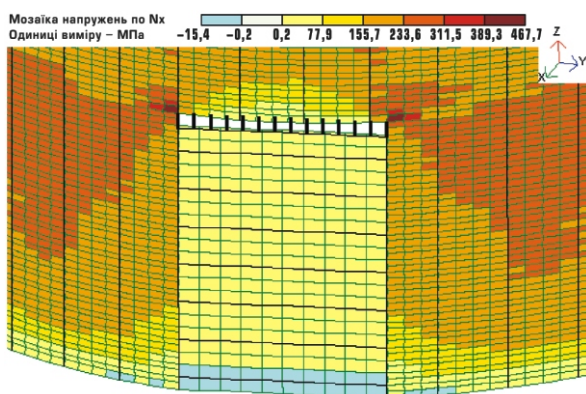


Рис. 6. Ізополя напружень по N_x у зоні воріт

За результатами розрахунків найбільші напруження в оболонці виникають у районі верхніх кутів воріт, тобто в зоні, де розташовані концентратори напружень. Максимальна величина розтягувальних напружень у цій зоні становить 467,7 МПа (рис. 6). В реальних конструкціях матеріал (сталь) не може пружно деформуватись у таких межах і переходить у пластичний стан. Враховуючи, що силос підлягає знакозмінним навантаженням (навантаження-розвантаження), в цих зонах можливе втомне руйнування, внаслідок чого має бути збільшена товщина листів у зоні воріт для сприйняття таких напружень.

За результатами виконаних розрахунків виконується конструювання всіх елементів силосу, в т.ч. і воріт.

Висновки.

1. Для визначення напружено-деформованого стану конструкції силосу, особливо за умов наявності концентраторів напружень, необхідно проаналізувати наявну документацію, встановити величини фактичних навантажень на несучі конструкції, розробити математичну модель і виконати перевірі розрахунки несучої здатності. За результатами розрахунків слід встановити достатність прийнятих елементів (товщин стінових панелей і вертикальних ребер жорсткості для кожного ярусу), а також прийнятих болтів для сприйняття розтягувальних зусиль у місцях стикування стінових панелей.

2. Через можливе втомне руйнування в зонах концентрації напружень необхідно збільшувати товщину листів у зоні воріт для сприйняття підвищених напружень. За стіновими панелями в цих зонах слід вести регулярні спостереження, а при появі пошкоджень (змінань металу, тріщин тощо) – замінювати пошкоджені стінові панелі.

3. За результатами розрахунків моделі необхідно виконати перевірі розрахунки елементів ворітної рами і міцності зварних швів, які прикріплюють металеву з'єднувальну пластину до стійок ворітної рами.

- [1] СНиП II-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [3] ДБН В.2.2-8-98 Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню та переробці зерна / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 1998. – 39 с.
- [4] СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1986. – 116 с.
- [5] Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85) / ЦНИИпромзернопроект. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 145 с.

Надійшла 12.07.2010 р.

ТЕХНІЧНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД

У багатьох країнах світу термін експлуатації значної кількості споруд і конструкцій добігає свого критичного значення, особливо це стосується України. За підрахунками спеціалістів спрацювання об'єктів довготривалої експлуатації у різних галузях промисловості та будівництва становить 50–70 % і має тенденцію до зростання. Більшість суб'єктів господарської діяльності практично припинили оновлення основних фондів. Витрати на ремонтні роботи для підтримання у працездатному стані наявного обладнання за теперішніх умов у декілька разів перевищують витрати на створення нової техніки.

Особливе занепокоєння викликає технічний стан мостових споруд. В країні експлуатується понад 28 тис. мостів та шляхопроводів, які працюють з великим перевантаженням. Більше половини автодорожніх мостів, що підпорядковуються Укравтодору та комунальному господарству, не відповідають нормативним вимогам, а значна їх кількість потребує капітального ремонту. В Україні не існує єдиної системи нагляду за технічним станом мостів і транспортних споруд.

По території нашої країни проходить газотранспортна система сумарною довжиною понад 35 тис. км та магістральний нафтопровід загальною довжиною 4,6 тис. км, майже половина яких експлуатуються вже понад 25–30 років, більшість із них уже відпрацювали розрахунковий ресурс. Почастішали відмови газопроводів внаслідок корозійного розтріскування металу труб.

До особливо небезпечних об'єктів України слід віднести діючий аміакопровід завдовжки понад 500 км, який експлуатується більше 30 років і потребує безперервного моніторингу технічного стану.

У край незадовільному технічному стані перебувають генеруючі потужності теплової енергетики. Більша частина обладнання енергоблоків теплових електростанцій відпрацювала свій розрахунковий (100 тис. год.) і подовжений (200 тис. год.) ресурс. Деяко у кращому стані атомна енергетика, де використовується більш сучасне обладнання. Однак у цьому десятиріччі закінчується призначений ресурс більшості корпусів реакторів на атомних електростанціях і необхідно провести велику роботу



Л.М. Лобанов

заступник директора Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона Національної академії наук України, академік НАНУ, д.т.н.

щодо подовження на 10–15 років терміну їхньої надійної експлуатації.

Взагалі в Україні накопичено великий фонд будівельних металевих конструкцій (понад 35 млн. т): виробничих будівель, резервуарів, електромереж тощо. Крім того, на об'єктах базових галузей промисловості експлуатується понад 250 млн. м³ залізобетонних конструкцій. Тому особливої актуальності набувають проблеми управління експлуатаційною надійністю та довговічністю відповідальних об'єктів шляхом визначення їхнього технічного стану і залишкового ресурсу та встановлення науково обґрунтованих термінів експлуатації, для вирішення яких НАН України розроблено цільову комплексну програму «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин», науковим керівником якої є президент НАНУ Б.Є. Патон.

Мета програми – розроблення методологічних основ прогнозування залишкового ресурсу, створення методів, технічних засобів і технологій для оцінки технічного стану та подовження термінів експлуатації техногенно та екологічно небезпечних об'єктів.

Проекти в рамках програми «Ресурс», яка складається із 9 розділів, спрямовані на вирішення таких важливих завдань:

- розроблення методичних основ оцінки технічного стану та визначення безпечного терміну експлуатації конструкцій;
- розвиток методів і засобів неруйнівного контролю та технічної діагностики;
- створення ефективних методів оцінки та подовження ресурсу енергетичного обладнання, об'єктів атомної енергетики, нафто- і газопроводів, обладнання нафтопереробної промисловості, мостів, будівельних і транспортних конструкцій.



Рис. 1. Технічний стан металоконструкцій автопроїзду на греблі «Дніпрогес» у м. Запоріжжі

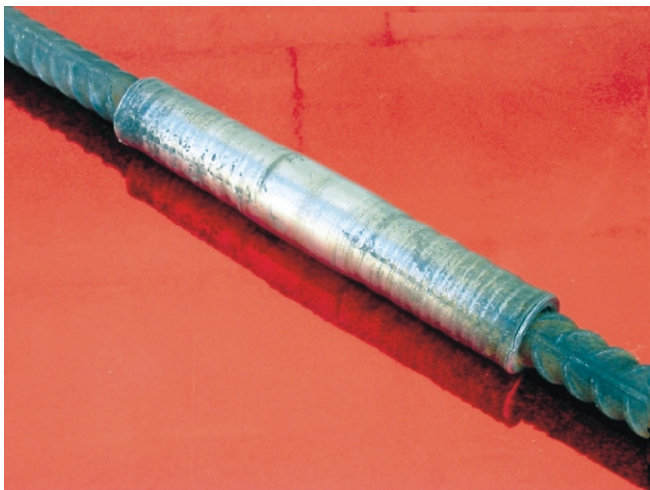


Рис. 2. З'єднання арматури муфтою, що обтискується вибухом



Рис. 3. Усунення течі на ділянці тунелю біля станції метрополітену «Академмістечко» ін'єкційним способом з використанням матеріалів комплексу «Моноліт КМТ»

У процесі виконання цих проектів розроблено ефективні ремонтно-зварювальні технології для відновлення та подовження експлуатаційного ресурсу діючих мостів, зокрема принципово нову технологію відновлення працездатності прогонових споруд залізничних мостів, що заснована на заварюванні тріщин утоми та обробленні шва високочастотним механічним проковуванням. Завдяки цьому ресурс проговоної споруди наближається до нормативного – 2 млн. циклів змін напружень. Розроблені технології були впроваджені під час ремонту багатьох мостових металоконструкцій, а саме: при ліквідації аварійного стану автопроїзду на греблі «Дніпрогес» у м. Запоріжжі (рис. 1), при відновленні паркового мосту у м. Києві і прогонових споруд залізничного мосту через р. Ворскла у м. Полтаві.

Створено технологію та устаткування для контактного стикового зварювання стрижневої арматури монолітного залізобетону у монтажних і напівстаціонарних умовах, які забезпечують якісне зварне з'єднання, підвищують надійність та збільшують термін експлуатації залізобетонних конструкцій. Вперше в світовій практиці при контактному зварюванні використано проміжні активувальні прошарки, які зменшують тривалість процесу та припуски на нагрів і осадку.

Розроблено також технологію та обладнання для з'єднання арматури залізобетонних конструкцій пресовим зварюванням і муфтами, що обтискуються вибухом (рис. 2). Проведені дослідно-промислові випробування розробленої технології підтвердили перспективність її застосування при будівництві та під час проведення ремонтів мостів, гідротехнічних споруд тощо.

Руйнування будівельних залізобетонних конструкцій здебільшого пов'язане із пошкодженнями гідроізоляції та антикорозійного покриття. Інститутом хімії високомолекулярних сполук розроблено модифіковані полімерні композиції на поліуретановій, епоксидній та кремнійорганічній основах із підвищеною проникністю в залізобетонні конструкції. Вони забезпечують тампонаж тріщин і водонепроникність матеріалів. Натурні випробування цих композицій продемонстрували ефективність їхнього використання для відновлення герметичності та працездатності різних споруд. Приклад використання розроблених композицій для водопригнічення у залізобетонних конструкціях та усунення течі в тунелях метрополітену наведено на рис. 3.

Інститутом геохімії навколишнього середовища створено комплексну інформаційну систему, яка передбачає запровадження паспортів об'єктів підвищеної небезпеки і моніторинг їхнього технічного стану. Під час виконання проекту розроблено програмне забезпечення для бази даних та зібрано інформацію щодо техногенно небезпечних об'єктів, а саме: гідротехнічних та очисних споруд, інженерних мереж, пожежо-, вибухо- та радіаційно небезпечних підприємств (понад 7000 тис. об'єктів). Інформаційна система призначена також для використання Міністерством з надзвичайних ситуацій.

Корозійне руйнування залишається одним із основних видів пошкоджень металевих конструкцій, оскільки значна їх частка експлуатується в умовах впливу агресивних середовищ. Науковцями Фізико-механічного інституту розроблено нову методику оцінки ресурсу технологічного обладнання хімічної та нафтохімічної промисловості за характером зміни електрохімічних параметрів сталей у процесі експлуатації, яка базується на визначенні змін струму поляризації. Встановлено критичні значення його густини, які відповідають різним режимам експлуатації та ступеням пошкодження обладнання. Технологію контролю впроваджено на Сіверськодонецькому об'єднанні «Азот».

Отримано нові фундаментальні результати для створення системи комплексної діагностики якості споруд і обладнання, а також моніторингу технічного стану важливих об'єктів. Розроблено та впроваджено нові зразки діагностичної апаратури.

ІЕЗ ім. Є.О. Патона виконано комплекс досліджень із удосконалення систем ультразвукового неруйнівного контролю трубопроводів у польових умовах. Однією з проблем достовірності ультразвукового контролю є забезпечення акустичного контакту ультразвукового перетворювача із поверхнею, що контролюється. Розроблено електромагнітоакустичний метод контролю, за яким збудження ультразвукових хвиль у металі здійснюється за допомогою перетворювача, що не потребує контактної рідини.

Набув розвитку принципово новий метод діагностики конструкцій – електронна ширографія. Цей метод дозволяє одержувати картини

інтерференційних смуг, які надають інформацію про похідну від переміщень точок поверхні об'єкта дослідження. Завдяки цьому портативна діагностична апаратура не потребує віброізоляції і може легко застосовуватись у виробничих умовах. Електронна ширографія має високу чутливість, що дозволяє виявляти дефекти у тонкостінних конструкціях. Розроблені технології та обладнання використовуються у КБ «Південне» для діагностики конструкцій із композиційних матеріалів.

Проведена робота зі створення та впровадження технологій технічної діагностики на основі методу акустичної емісії. Виконано дослідження щодо розпізнавання та аналізу сигналів, які виникають при деформуванні та руйнуванні конструкційних матеріалів. Вперше створені ефективні зразки вітчизняної апаратури для акустоемісійного контролю промислового обладнання успішно пройшли випробування при діагностуванні реальних промислових об'єктів, зокрема металевих і залізобетонних мостів. Впроваджено системи безперервного моніторингу технічного стану труб аміакопроводу, що проходить через р. Дніпро, та ізотермічних сховищ аміаку на Одеському припортовому заводі.

Щодо загальносвітових тенденцій розвитку акустоемісійних технологій, то слід звернути увагу на «інтелектуальні конструкції», які завдяки використанню діагностичних систем безперервного моніторингу з заданою достовірністю самі дають знати про свій технічний стан. Такий підхід повинен знайти застосування і в нашій країні. Необхідно створювати мережу спеціалізованих центрів контролю, укомплектованих діагностичною апаратурою та висококваліфікованими спеціалістами. А сучасні цифрові технології та засоби комунікації дозволяють оцінювати технічний стан конструкцій дистанційно на великій відстані від об'єкта контролю.

У рамках програми «Ресурс» підготовлено низку науково-технічних посібників щодо оцінювання довговічності та експлуатаційної надійності конструкцій, технологічного устаткування та споруд. Розроблено нові стандарти, нормативні документи та рекомендації для інженерної практики.

Отримані науково-технічні результати увійшли до підсумкових збірників праць програми «Ресурс», які фахівці вважають енциклопедією з питань ресурсу. Вони є вагомим внеском у формування науково-технічного аспекту інженерної культури у нашій країні.

Завдяки активній діяльності інститутів Національної академії наук України та створеної при її президії науково-координаційної та експертної Ради з питань ресурсу і безпечної експлуатації конструкцій, споруд і машин проблема ресурсу набула державного значення. Найважливіші питання технічного стану і залишкового ресурсу конструкцій та обладнання в основних галузях промисловості розглядаються Міжвідомчою комісією з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки та оборони України. На її засіданнях обговорювались проблеми стану безпеки гідротехнічних споруд, мостів, будівельних і транспортних конструкцій, обладнання атомної та теплової енергетики, об'єктів житлового комплексу та комунального господарства, питання захисту металофонду України від корозії та забезпечення сейсмічної безпеки будівель. За результатами цих обговорень були підготовлені відповідні пропозиції до Кабінету Міністрів України, ряду міністерств і відомств.

Пріоритетними напрямками досліджень за програмою «Ресурс» на 2010–2012 рр. є наступні:

- створення ефективних методів, технічних засобів, технологій і матеріалів для діагностики та подовження ресурсу обладнання теплової та атомної енергетики, залізничного і трубопроводного транспортування, мостів, промислових і транспортних конструкцій;
- розроблення ефективних неруйнівних методів і засобів для оцінювання напружених станів конструкцій і фізико-механічних властивостей матеріалів в умовах експлуатації;

- створення систем безперервного моніторингу відповідальних об'єктів тривалої експлуатації із використанням сучасних інформаційних технологій;
- розроблення методів математичного моделювання процесів деформування та деградації властивостей конструкційних матеріалів і зварних з'єднань під час їх тривалої експлуатації з метою прогнозування залишкового ресурсу пошкоджених конструкцій, а також технологій їх відновлення;
- підготовка нормативних документів щодо оцінювання та продовження ресурсу об'єктів тривалої експлуатації.

Досвід виконання програми «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд і машин» інститутами Національної академії наук України свідчить, що цільові комплексні програми з актуальних науково-технічних напрямків є ефективною формою підвищення результативності наукових досліджень та прискореного отримання конкретних практичних результатів.

Ґрунтуючись на цьому досвіді, а також враховуючи необхідність вирішення актуальних завдань стосовно надійності, довговічності та безпеки експлуатації відповідальних конструкцій та споруд, необхідно найближчим часом підготувати спільне звернення до Кабінету Міністрів України від Міністерства регіонального розвитку та будівництва і Національної академії наук України щодо відновлення функціонування Державної науково-технічної програми «Ресурс» за участю галузевих інститутів та вищих навчальних закладів. До вирішення цього питання доцільно залучити нещодавно створений Державний комітет з питань науково-технічного та інвестиційного розвитку України.

Надійшла 12.07.2010 р.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

(Часть II, начало см. в № 2–2010)

Статистические характеристики гидрометеорологических воздействий и перемещений платформы. В процессе проведения натурных измерений было получено и обработано 94 реализации волнового воздействия и реакции глубоководных морских стационарных платформ (ГМСП-3). Результаты вычислений статистических характеристик по отдельным измерениям приведены в табл. 2.

Волновое воздействие на ГМСП при неизменных метеорологических условиях и относительно ограниченном времени наблюдений можно считать случайным стационарным процессом. Можно предположить, что при соблюдении этих условий колебания платформы, порожденные волнами, также являются стационарным процессом, амплитуда которого является случайной величиной с заранее неизвестным



З.А. Шульман
технический директор
ПИ «Промспецпроект», к.т.н.
(г. Днепропетровск)

законом распределения. При обработке результатов экспериментально определялись статистические параметры распределения следующих случайных величин: высоты волны X , размаха колебаний платформы $Y^{(1)}$ в направлении «Север–Юг» и в направлении $Y^{(2)}$ «Запад–Восток» при направлении волнового воздействия «Север–Юг». Для анализа распределения случайных величин формировались достаточно объемные

Таблица 2

Статистические характеристики воздействий и реакций ГМСП-3 при различных гидрометеорологических параметрах

Измеренные параметры																				
Ветер								Волна						Размах кол. палубы, мм						
направление	скорость, м/с							высота, м					ср. знач. периода	ср. знач. длины волны, м	«С–Ю»			«З–В»		
	макс. значение	2 мин. усреднение			10 мин. усреднение			макс. значение	ср. значение	дисперсия	ср. квадр. отклон.	среднее			максимальное	дисперсия	среднее	максимальное	дисперсия	
		мат. ожид.	дисперсия	ср. квадр. откл.	мат. ожид.	дисперсия	ср. квадр. откл.													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
«С»	19,9	16,8	2,4	1,5	16,3	3,3	1,8	4,7	3,0	2,2	1,4	7,0	76,9	5,5	11,2	3,3	0,8	1,2	0,5	
«С–В»	27,6	19,1	12,9	3,6	22,7	5,1	2,3	5,4	2,2	2,2	1,5	6,8	74,1	7,3	21,6	4,5	1,1	3,2	1,8	
«В»	21,5	14,6	6,8	2,6	17,2	2,8	1,7	2,1	0,9	0,7	0,8	5,6	48,7	1,1	3,1	1,9	1,9	2,0	1,2	
«Ю–В»	16,3	12,3	3,7	1,9	12,2	3,5	1,8	2,4	0,9	0,8	0,9	6,2	59,7	1,4	2,8	1,0	1,3	2,5	1,2	
«С»	24,1	17,8	8,3	2,8	20,7	1,7	1,3	4,9	2,2	1,7	1,3	7,3	85,0	5,1	10,3	3,2	1,6	4,7	1,3	
«Ю»	21,2	14,2	7,5	2,7	17,5	2,2	1,5	2,4	1,4	1,0	1,0	7,6	91,0	2,4	5,5	1,7	1,2	2,7	1,3	
«С–З»	12,9	11,4	1,5	1,2	11,2	1,5	1,2	1,6	0,7	0,6	0,8	6,4	64,7	1,2	2,4	1,0	0,6	1,1	0,9	
«Ю–З»	22,8	16,7	9,0	3,0	19,4	13,1	3,0	3,1	0,9	0,6	0,8	8,5	112,7	1,6	4,7	2,5	1,1	1,9	0,9	
«С–В»	31,2	23,8	4,0	2,0	24,1	4,5	2,1	4,2	2,3	1,6	1,1	7,4	86,5	5,8	12,5	3,5	1,6	4,5	1,3	
«Ю»	16,2	14,2	0,8	0,9	14,0	1,2	1,1	1,3	0,6	0,5	0,7	7,8	94,2	1,6	3,5	1,4	0,6	1,2	0,3	
«С–В»	26,9	20,1	11,2	3,4	22,9	3,1	1,8	4,6	2,0	1,9	1,4	6,6	67,9	4,7	10,1	3,5	3,6	4,7	1,0	
«С»	31,5	19,7	11,0	6,4	19,6	8,9	3,0	2,9	1,7	1,1	1,1	8,4	110,0	2,6	5,8	2,3	1,5	2,6	1,3	
«С–З»	16,6	13,6	1,5	1,2	13,3	1,9	1,4	1,4	0,7	0,5	0,7	3,2	16,5	0,7	1,4	0,8	0,6	1,4	0,4	

выборки (50 N 1200). В выборку включались дискретные экстремальные значения случайной величины, вычисляемые следующим образом:

$$A_i = (X_{i(\max)} - X_{i(\min)}) K_T;$$

$$B_i = (Y_{i(\max)} - Y_{i(\min)}) K_T,$$

где K_T – градуировочный коэффициент перехода от показаний регистрирующего прибора к измеренным величинам; $i = 1, 2; X_{i(\max)}, Y_{i(\max)}; X_{i(\min)}, Y_{i(\min)}$ – максимальные и минимальные значения показаний регистрирующего прибора.

Таким образом, в качестве случайной величины выбирался размах соответствующего колебательного процесса.

Анализ распределения случайных величин выполнялся по известным статистическим зависимостям по специально разработанной программе «ГАУСС». Результатом работы явились: гистограммы распределения случайных величин волнового воздействия и размаха колебаний платформы; статистическое среднее, дисперсия и среднее квадратическое отклонение выборки; значение критерия Пирсона для оценки нормальности распределения; кривая теоретического нормального распределения, соответствующего полученному эмпирическому (если удовлетворяется критерий Пирсона); доверительные интервалы для различных значений доверительной вероятности. В программе предусмотрены: объем выборки $N = 2000$ значений случайной величины, количество разрядов $n = 10$.

Результаты вычислений статистических характеристик по отдельным характеристическим выборкам, гистограммы распределения приведены на рис. 6.

Динамические перемещения платформы при волновых воздействиях. По результатам выполненных измерений были построены диаграммы динамических перемещения опорного блока ГМСП-3 в зоне установки датчиков перемещений (сейсмометров). Диаграммы динамических (квазистатистических) перемещений

платформы служат для визуального анализа горизонтальных перемещений палубы и надводной части опорного блока под воздействием ветровых волн различного направления. Построение диаграмм ставит задачу синтезировать картину реального движения точки, в которой ведутся наблюдения.

Исходными данными для вычислений динамических перемещений платформы в точке установки датчиков колебаний под воздействием ветровых волн различного направления явились оцифрованные реализации колебаний палубы в двух взаимно перпендикулярных направлениях продолжительностью $T = 20-30$ с с шагом дискретизации $T = 0,4$ с. Анализ данных начинался с определения неподвижной (нулевой) точки, координаты которой вычислялись по формулам:

$$X = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N A_i; Y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N B_i,$$

где N – количество точек реализации; A_i – значения, зафиксированные датчиком перемещений в направлении «Запад–Восток»; B_i – то же в направлении «Север–Юг».

Затем осуществлялся переход к новой системе координат с центром в $[X; Y]$: $\tilde{A}_i = A_i - X$; $\tilde{B}_i = B_i - Y$ и производилось графическое построение точек $[\tilde{A}_i; \tilde{B}_i]$ с соединением их в порядке возрастания номера i , а также определения мак-

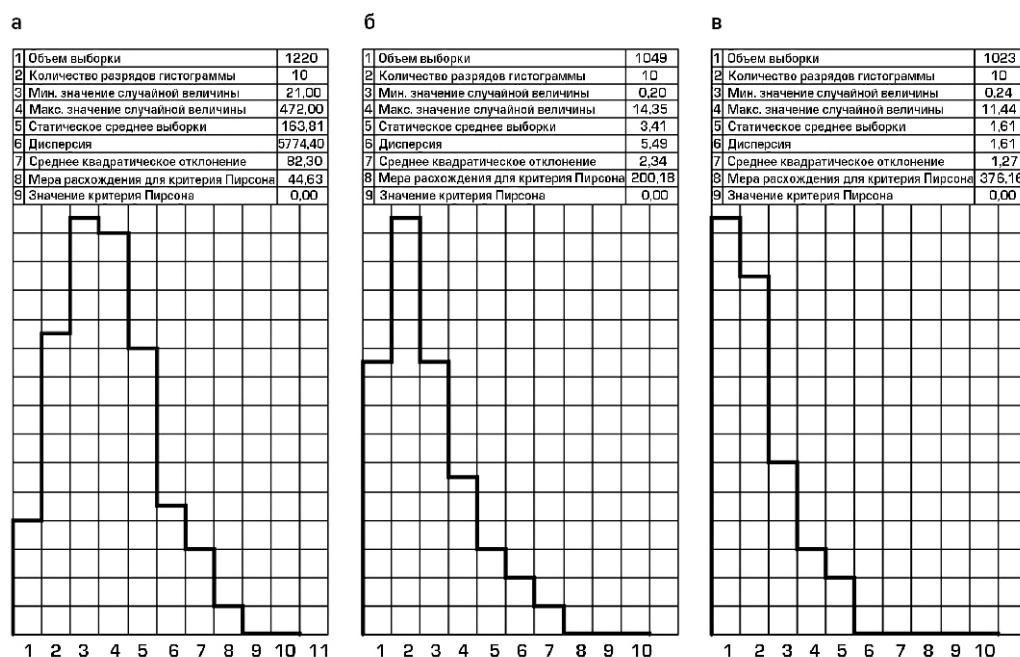


Рис. 6. Гистограммы распределения:

а – высоты волн в северном направлении;

б, в – размах колебаний в направлении «С–Ю» и «З–В» соответственно

симального модуля вектора перемещения палубы:

$$U_{\max} \quad i_{\max} \quad \sqrt{\tilde{A}_i^2 \quad \tilde{B}_i^2}.$$

Для автоматизированного построения диаграмм динамических перемещений была разработана оригинальная программа «ВЕКТОР». Ввод данных осуществлялся с клавиатуры ЭВМ, все вычисления и построения – на планшетном графопостроителе Н-307 в автоматическом режиме. На рис. 7 приведены диаграммы, характеризующие динамические перемещения платформы при наиболее характерных направлениях волнового воздействия. Для всех диаграмм время реализации приблизительно соответствует времени прохождения трех волн. Результаты расчетов приведены в табл. 3.

Таблица 3

Параметры динамических перемещений ГМСП-3 при различных направлениях волновых воздействий

Направление волнового воздействия	Максим. перем., м	Максим. вектор перем., мм		$\frac{X_{\max}^{C-Ю}}{X_{\max}^{З-В}}$
		«С-Ю» $X_{\max}^{C-Ю}$	«З-В» $X_{\max}^{З-В}$	
«С», 0°	7,4	1,38	7,42	5,36
«С-В», 30°	5,69	1,39	5,75	4,09
«Ю», 170°	1,56	0,89	1,57	1,75
«Ю-В», 130°	1,27	2,01	3,17	0,63

Анализ диаграмм показывает, что при совпадении направления волнового воздействия с одной из осей симметрии палубы (в плане) колебания ГМСП-3 происходят, в основном, в этом

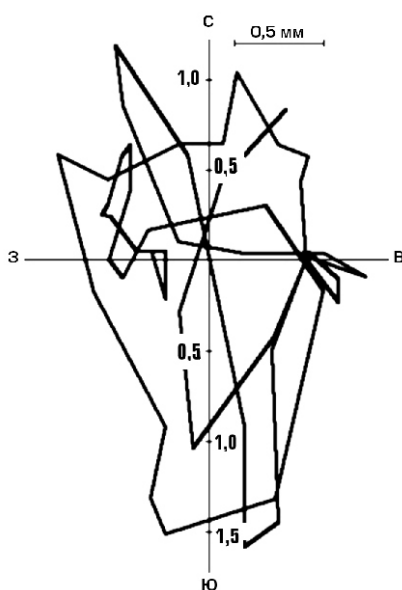


Рис. 7. Характер движения палубы при волновом воздействии

же направлении. При этом максимальная амплитуда колебаний в 4–5 раз больше поперечных, вызванных этим воздействием. При направлении волн, не совпадающем с осью симметрии палубы, соотношение максимальных амплитуд колебаний в продольном и поперечном направлениях определяется различными величинами жесткости платформы на изгиб относительно осей симметрии и зависит от азимута луча набегающей волн. В этом случае соотношение максимальных амплитуд продольных и поперечных колебаний может составлять от 1:1 до 1:3.

Определение корреляции между параметрами волнового воздействия и перемещениями платформы. Корреляционная зависимость между характеристиками волн и перемещениями платформы устанавливалась с помощью регрессионного анализа [7], позволяющего определить и проанализировать связь между:

- средней высотой волны и перемещением платформы в направлении «Север–Юг» и «Запад–Восток»;
- максимальной высотой волны и перемещением платформы в направлении «Север–Юг» и «Запад–Восток».

При этом рассматривалось только северное, преобладающее для данной акватории установки платформы, направление волнового воздействия. Исходными данными для регрессионного анализа приняты вероятностные параметры колебательных процессов, которые определялись по 10-минутным реализациям.

Аппроксимация зависимостей осуществлялась полиномом второй степени, коэффициенты которого вычислялись по методу наименьших квадратов. Полином второй степени выбирается в случае выявления и исследования нелинейности, имеющей место в этих зависимостях.

Регрессионный анализ осуществлялся с помощью разработанной программы «КВАДРАТ». Исходными данными явились результаты статистической обработки данных волнового воздействия и колебаний платформы в двух взаимно перпендикулярных направлениях (максимальные и средние значения размаха колебаний). Результаты работы программы – уравнение регрессии в виде полинома второго порядка и таблица отклонений в заданных точках, а также график уравнения регрессии, выводимый на графопостроитель. Ограничение программы: N_{\max} 30 (максимальный порядок полинома), M_{\max} 40–300 (максимальный размер выборки).

Обобщенная оценка зависимости перемещения палубы ГМСП-3 от величины волнового воздействия выполнялась с помощью коэффициента линейной корреляции R , вычисляемой по формуле:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^M x_i y_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^M x_i^2 \sum_{i=1}^M y_i^2}}$$

где x_i – выборка характеристики волны; y_i – то же колебаний палубы.

Величина R определялась с использованием стандартной программы ЭВМ. Результаты свидетельствуют, что связь между параметрами волнового воздействия и совпадающими с ним по направлению перемещениями палубы в направлении «Север–Юг» значительно сильнее, чем между этими параметрами и перемещениями палубы в перпендикулярном направлении (табл. 4). Соответствующие коэффициенты корреляции имеют отношение 1:1,71 для средних значений и 1:41 для максимальных. Отсюда можно сделать вывод, что изучение колебаний ГМСП от гидрометеорологических воздействий целесообразно при совпадении направлений воздействий и перемещений. В остальных случаях достоверность результатов ниже.

Таблица 4

Коэффициент корреляции между волновым воздействием и перемещением палубы

Высота волны	Перемещения палубы			
	«Север–Юг»		«Запад–Восток»	
	$L_{\text{сред.}}$	L_{max}	$L_{\text{сред.}}$	L_{max}
$H_{\text{сред.}}$	0,862		0,505	
H_{max}		0,738		0,524

На рис. 8 приведены графики корреляции между высотой волны и перемещением платформы. Очевидно, что все они существенно нелинейны, что связано как с выбором степени полинома, так и с особенностями исследуемых зависимостей.

Для перемещений платформы в направлении «Север–Юг» кривые выпуклы вниз (рис. 8, а, б), а для перемещений в направлении «Запад–Восток» – вверх (рис. 8, в). Соответствующие уравнения полиномов:

$$Y = 0,3312 X^2 + 1,3745 X - 0,4649 \quad (\text{рис. 8, а});$$

$$Y = 1,3417 X^2 - 1,1672 X + 1,5286 \quad (\text{рис. 8, б});$$

$$Y = -0,1344 X^2 + 1,4371 X - 0,5277 \quad (\text{рис. 8, в}).$$

Нелинейность полученных зависимостей свидетельствует о значительном рассеивании энергии в процессе колебаний.

Экспериментальное определение параметров колебаний платформы при причаливании судна. Параметры собственных колебаний конструкции (форма, частота, декремент колебаний) определяют динамический характер поведения сооружения. Значения частот собственных колебаний необходимы для анализа ее работы на динамические нагрузки (волны, пульсация ветра, функционирование технологического оборудования), предупреждения возникновения усталостных повреждений в металлоконструкциях, долговременного слежения (мониторинг) за состоянием несущих конструкций, анализа условий закрепления опорного блока в грунте. Величина логарифмического декремента колебаний характеризует потери энергии колебаний сооружения вследствие внутреннего трения и взаимодействия с водной средой. Характеристики затухания колебаний (декремент затуханий) позволяют прогнозировать работу конструкций в резонансном режиме при динамическом воздействии. Декремент затуханий наряду с величиной динамических перемещений платформы (амплитуда колебаний) оказывает влияние на работу технологического и, в первую очередь, бурового оборудования.

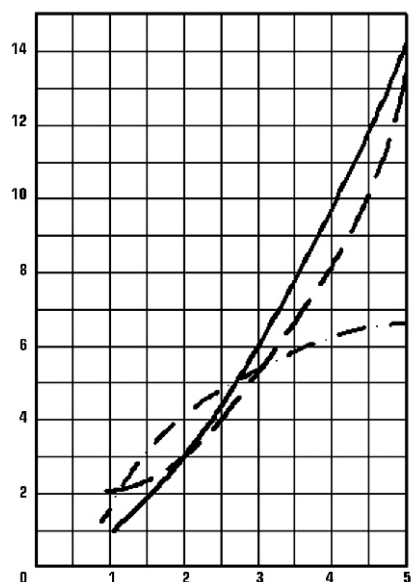


Рис. 8. Графики корреляции между:

а – волной H_{max} [направление «С»] и перемещениями платформы L_{max} [направление «С–Ю»]; б – волной $H_{\text{сред.}}$ [направление «С»] и перемещениями платформы $L_{\text{сред.}}$ [направление «С–Ю»]; в – волной H_{max} [направление «С»] и перемещениями платформы L_{max} [направление «З–В»]

Экспериментальное определение динамических характеристик конструкции заключается в возбуждении в ней свободных колебаний и измерении их параметров. Традиционный метод возбуждений свободных колебаний инженерных сооружений заключается в приложении к нему импульсной нагрузки определенной величины. Применительно к ГМСП этот метод может быть осуществлен путем натяжения буксиром троса с мгновенным снятием нагрузки (разрыва динамометрической вставки при заранее заданном усилии натяжения), однако в реальных условиях это требует больших материальных затрат и сопряжено со значительными организационными трудностями. Более приемлемым оказался предложенный автором способ определения параметров собственных колебаний платформы, при котором в качестве возбуждающей силы используются расчетные эксплуатационные нагрузки и воздействия, в частности, удар судна в причальные устройства. Причаливание (навал) судна к опорному блоку ГМСП в приближенном виде можно рассматривать как кратковременное импульсное воздействие, возбуждающее свободные колебания сооружения. И хотя этот способ имеет ряд недостатков (неизвестна точка приложения силы, ее величина и т.д.) изучение записей реакции платформы на данные воздействия позволило с достаточной степенью точности оценить важнейшие динамические характеристики: амплитуды, собственные частоты, логарифмические декременты колебаний.

В зависимости от точки приложения импульсной силы возбуждается одна из форм собственных колебаний конструкции с соответствующей ей частотой (возможно и наложение нескольких форм). При ударе судна в причальное устройство в основном возбуждается первая, самая низкая частота колебаний, требующая для своей реализации наименьшее количество энергии.

Этот вывод следует из рассмотрения динамической модели ГМСП в виде жестко зашпеленного в основании стержня с сосредоточенной массой в уровне палубы, а также из анализа записей затухающих колебаний, в которых визуально различима только одна частота. Для исключения случайных возбуждающих колебаний, которые искажают общую спектральную картину колебательного процесса, измерения выполнялись при отсутствии волнового воздействия. С целью получения достоверной оценки

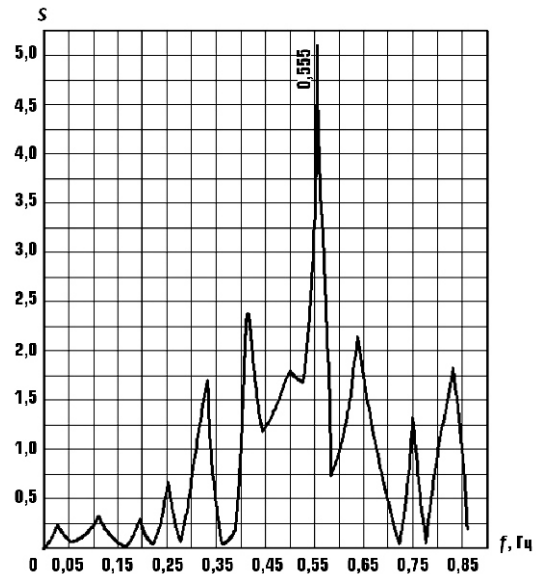


Рис. 9. График спектральной плотности колебаний платформы, в мм, при причаливании судна (направление «С–Ю»)

динамических ГМСП измерения навалов судна выполнялись непрерывно в течение длительного времени в период стоянки различных судов под разгрузкой-погрузкой. Колебания платформы в уровне палубы регистрировались в двух взаимно перпендикулярных направлениях до полного затухания в течение 30–35 с. Наибольший объем информации был получен при причаливания к ГМСП-3 буксира «Нефтегаз-3».

Характерная спектрограмма колебаний платформы при ударе судна о платформу представлена на рис. 9.

Согласно полученным результатам основной тон свободных затухающих колебаний соответствует собственной частоте колебаний конструкций с учетом сопротивления (присоединенной массы) воды. Усредненное значение резонансной частоты для каждого из направлений измерений, найденное по пяти реализациям, составило $f_0 = 0,546 \pm 0,2$ Гц. Максимумы на более низких частотах, присутствующие на спектрограммах затухающих колебаний, относятся:

- $f_{\text{н}} = 0–0,1$ Гц – к постоянным погрешностям оцифровки аналоговой регистрации процесса (линейный тренд);
- $f_{\text{в}} = 0,15–0,4$ Гц – к случайным воздействиям на ГМСП волн и ветра.

Величина логарифмического декремента, характеризующая потери энергии колебаний сооружения вследствие внутреннего трения и взаимодействия с водой определялась путем

анализа записей затухающих колебаний платформы по формуле:

$$\ln \frac{x(t)}{x(t - T)},$$

где $x(t)$ и $x(t + T)$ – ординаты максимумов, измеренные с интервалом T , равным визуально различимому периоду собственных колебаний конструкции. Если ординаты максимумов определялись с интервалом nT , величина определялась по формуле:

$$\frac{1}{n} \ln \frac{x(t)}{x(t - T)}.$$

Для уточнения значения по приведенным выше формулам выполнялось усреднение

$$\frac{1}{k} \sum_{i=1}^k \dots$$

где k – количество вычисленных значений.

Таблица 5

Логарифмический декремент колебаний ГМСП-3

№ измерений	N	X, мм	X _n , мм		
1	3	17	7	0,295	0,319
2	3	18	7	0,314	
3	3	15	5	0,387	
4	3	19	8	0,287	
5	3	17	7	0,295	
6	3	22	8	0,337	

1	Объем выборки	230
2	Количество разрядов гистограммы	10
3	Мин. значение случайной величины	2,54
4	Макс. значение случайной величины	30,46
5	Статическое среднее выборки	10,51
6	Дисперсия	18,12
7	Среднее квадратическое отклонение	4,25
8	Мера расхождения для критерия Пирсона	65,34
9	Значение критерия Пирсона	0,00

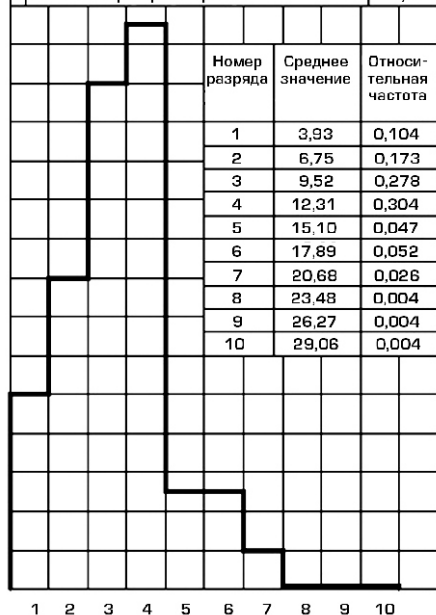


Рис. 10. Гистограмма распределения размаха колебаний платформы, в мм, при причаливании судна (направление «С-Ю»)

Логарифмический декремент колебаний вычислялся для ГМСП-3 при $n = 3$ и $k = 6$. Результаты измерений и вычислений показали, что его среднее значение находится в пределах 0,3. Анализ зарегистрированных в ходе проведения эксперимента амплитуд колебаний ГМСП-3 при причаливании судна «Нефтегаз-3» показал, что средние значения из 230 измерений динамических перемещений (двойных наибольших амплитуд колебаний) составляют 12 мм. Отдельные удары судна по причальным устройствам вызвали динамические перемещения до 30 мм.

Результаты статистической обработки представлены на рис. 10.

Выводы. Выполненные экспериментальные исследования, несмотря на относительно ограниченный объем работы, позволили получить ряд достоверных данных о действительных параметрах динамической работы двухблочных морских стационарных платформ, установленных на глубине 120 м. Актуальность работы заключается в том, что разработанные и апробированные в натуральных условиях методы и специальные средства измерений можно применять для изучения динамической работы практических всех типов проектируемых и эксплуатируемых платформ, устанавливаемых на различных глубинах моря. Для обустройства новых и существующих нефтегазоносных шельфов актуальным является получение исходных данных для проектирования платформ: сбор статистически обоснованных данных о гидрометеорологических нагрузках и воздействиях, т.е. микро-районирование акватории их установки [8]. Не менее важным является создание для каждой платформы системы мониторинга параметров работы сооружения и получение на этой базе данных для оценки безопасности эксплуатации платформы.

Необходимо также дальнейшее совершенствование разработанных методов и средств измерений в направлении создания типовой методики и автоматизированных систем на базе современных измерительных приборов и вычислительной техники, которыми должны оснащаться все существующие и строящиеся платформы.

- [7] Бандат Дж., Пирсол А. Применение корреляционного и спектрального анализа. – М., «Мир», 1983.
- [8] Шульман З.А., Левитанский И.В., Шевченко В.А. Экспериментальное обеспечение совершенствования и надежности металлоконструкций морских стационарных платформ. – Сборник докладов Научно-технического совещания по надежности морских стационарных платформ. Симферополь, 1988.

Надійшла 03.02.2010 р.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ ВОЗДУХОПРОВОДА ГОРЯЧЕГО ДУТЬЯ ДОМЕННОЙ ПЕЧИ

Воздухопровод горячего дутья предназначен для транспортирования горячего воздуха из воздухонагревателей в доменную печь и состоит из кольцевого и прямого воздухопроводов. Кольцевой расположен вокруг доменной печи и соединен с фурменными приборами, прямой – проходит вдоль блока воздухонагревателей до кольцевого воздухопровода с отводами на воздухонагреватели (штуцерами).

Одна из основных проблем при компоновке воздухопровода горячего дутья состоит в необходимости компенсации его температурных перемещений, что в большой степени обеспечивает прочность конструкций и их промышленную безопасность.

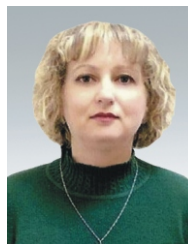
При стандартной компоновке блока воздухонагревателей общая стесненность, насыщенность оборудованием, увеличенная жесткость колен и углов поворота воздухопровода, связанная с наличием здесь футеровки, в значительной степени ограничивают возможность перемещений системы, в т.ч. за счет деформирования контура поперечного сечения колен, увеличивая, тем самым, общую жесткость системы.

Учитывая, что температура стенки трубы воздухопровода достигает ~ 100 °С, в период эксплуатации неизбежно возникают перемещения, которые частично реализуются за счет подвижных опор (подвесок, скользящих опорных частей) и податливости кожухов воздухонагревателей в местах врезки штуцеров. В то же время перемещение прямого воздухопровода и рост кожуха воздухонагревателя при его нагреве приводят к деформации штуцеров в местах примыкания их к кожуху, зачастую вызывая здесь местные повреждения и появление трещин, перекося клапанов горячего дутья. Кроме того, общее несимметричное расширение системы «воздухонагреватели – воздухопровод горячего дутья – доменная печь» приводит к смещению кольцевого воздухопровода с оси печи, что вызывает определенные трудности при эксплуатации фурменных приборов.

Происходящая в последние десятилетия интенсификация технологического процесса, связанная с ростом эксплуатационных параметров, в т.ч. температуры дутьевого воздуха до



А.Е. Любин
генеральный директор корпорации
«Промстальконструкция», к.т.н.
(г. Днепропетровск)



Е.С. Иосилевич
главный инженер проекта
ПИ «Промспецпроект»
(г. Днепропетровск)

~ 1400 °С, привела к увеличению толщины кожухов воздухонагревателей, что еще больше повысило жесткость системы и, соответственно, затруднило работу воздухопровода горячего дутья.

Снизить общую жесткость воздухопровода можно путем установки системы компенсаторов. Из-за достаточной сложности их конструкции (особенно футеровки) в отечественном домостроении такое решение длительное время практически не применялось. Однако, на современных вновь строящихся доменных печах, а также при проведениях на доменных комплексах капремонтов I разряда в последнее время все чаще используется схема воздухопровода горячего дутья с компенсаторами.

На рис. 1 показан возможный вариант схемы, которая широко применяется при компоновке современных блоков воздухонагревателей как в Украине, так и за ее пределами.

Пространственные угловые (сдвиговые) и осевые перемещения воздухопровода в различных направлениях воспринимаются здесь компенсаторами К1, размещенными на прямом воздухопроводе, К2, размещенными на штуцерах и отводе на трубу для взятия печи «на тягу», и компенсатором К3, расположенным между прямым и кольцевым воздухопроводами. Так как в системе достаточно большое внутреннее избыточное давление ($\sim 4,0$ МПа), вдоль воздухопровода устанавливаются специально пре-

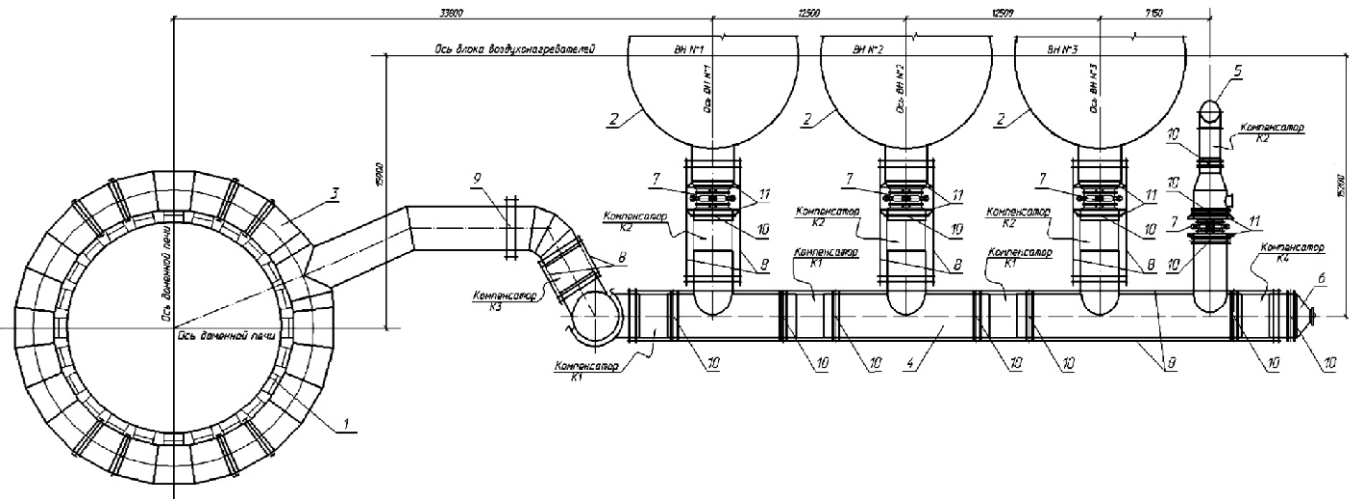


Рис. 1. Схема воздухопровода горячего дутья:

1 – кожух доменной печи; 2 – кожухи воздухонагревателей; 3 – кольцевой воздухопровод горячего дутья; 4 – прямой воздухопровод горячего дутья; 5 – труба для взятия печи «на тягу»; 6 – «хвостовик»; 7 – клапаны горячего дутья; 8 – тяги для восприятия усилий от внутреннего давления; 9 – подвеска к конструкциям эстакады воздухонагревателей; 10 – скользящие опоры на конструкциях эстакады воздухонагревателей; 11 – упоры для установки домкратов

дусмотренные для восприятия усилий от давления элементы – тяги. При этом упругое удлинение тяг прямого воздухопровода за счет их большой длины (40 м и более) достигает значительных величин (~ 40 мм), для компенсации которых в системе воздухопровода предусмотрен компенсатор К4, расположенный на т.н. «хвостовике». Кроме того, поперечное сечение тяг для уменьшения их упругого удлинения выполняется большим, чем требуется по расчету из условия прочности.

С учетом особенностей эксплуатации воздухопровода горячего дутья и проведения его ремонтов с заменой оборудования следует выделить две основные компоновочные схемы размещения и типов применяемых компенсаторов.

Первая компоновочная схема (см. рис. 1) включает систему компенсаторов К1, К2 и К3, каждый из которых обеспечивает сдвиговые и осевые перемещения штуцеров и прямого воздухопровода.

Компенсаторы К1 воспринимают осевые перемещения от термического расширения прямого воздухопровода и сдвиговые от воздействий, связанных с расширением штуцера горячего дутья. Все перемещения, воспринимаемые компенсаторами К1, осуществляются в горизонтальной плоскости.

Более сложную роль выполняют компенсаторы К2, устанавливаемые на штуцерах. Они по своему назначению многофункциональны и должны обеспечить восприятие комплекса осевых и угловых перемещений.

Компенсаторы К2 воспринимают осевые перемещения в горизонтальной плоскости от термического расширения собственно штуцера внутри замкнутого тягами воздухопровода и сдвиговые перемещения в вертикальной плоскости, вызванные температурным ростом кожуха воздухонагревателя. Компенсаторы К2 минимизируют нагрузки на кожухи в месте врезки штуцеров и на клапаны горячего дутья, исключая опасность их перекоса.

Кроме того, компенсаторы на штуцерах одновременно с восприятием перемещений различного направления должны обеспечить механический разжим фланцев, соединяющих клапан горячего дутья с воздухопроводом, для возможности установки и замены клапана и уплотнителя (т.н. «купорки»).

В связи с этим при определении требуемой компенсирующей способности компенсаторов К2, устанавливаемых на штуцерах горячего дутья, кроме величины температурных перемещений следует учитывать еще и необходимую их деформацию для образования этих зазоров.

Поскольку замена «купорки», как и замена клапана, выполняется на горячем штуцере, когда все расчетные температурные перемещения скомпенсированы и расчетные зазоры «выбраны» при проектировании системы, должна быть резервирована возможность дальнейшего деформирования компенсатора при механическом разжиме фланцев домкратами для образования зазора, позволяющего установить новую «купорку» или заменить клапан. В большинстве

случаев величина этого дополнительного зазора составляет ~20–25 мм.

Кроме того, следует учитывать возможность отклонения при монтаже от проектного положения в пределах нормируемых допусков элементов воздухопровода горячего дутья, к которым примыкает компенсатор, что при установке может потребовать его деформирования.

Поскольку компенсирующие способности компенсаторов и нормируемые допуски на изготовление и монтаж металлоконструкций – величины одного порядка, необходимо предусмотреть в расчетной компенсирующей способности возможность отклонений воздухопровода от проектного положения.

Таким образом, компенсирующая способность компенсаторов К2, расположенных на штуцерах, должна включать следующие составляющие общих перемещений:

- сдвиг в вертикальной плоскости от термического роста воздухонагревателя;
- сдвиг в горизонтальной плоскости от термического перемещения прямого воздухопровода;
- осевые перемещения от расширения собственно штуцера;
- осевые перемещения от механического сжатия компенсатора при замене «купорки» и клапанов горячего дутья;
- сдвиговые и осевые перемещения в обеих плоскостях от неточностей изготовления и монтажа конструкций.

Учет всех указанных составляющих позволяет обоснованно определить требуемую компенсирующую способность компенсаторов К2.

Приведенная компоновочная схема воздухопровода горячего дутья успешно эксплуатируется на ряде доменных печей.

Вместе с тем, известны случаи, когда компенсаторы, установленные на штуцерах, не в состоянии обеспечить механическое перемещение, необходимое для образования зазора при замене «купорки» или клапана горячего дутья. Например, на одном из предприятий многократные попытки сжать компенсатор для возможности смены «купорки» с применением мощных домкратов привели к разрушению компенсатора, в связи с чем эксплуатация печи была приостановлена на 16 часов. По предварительным экспертным оценкам одной из причин возникновения аварийной ситуации стала не-

способность футеровки компенсатора обеспечить необходимые для замены оборудования перемещения.

Во избежание подобных ситуаций на воздухопроводах других блоков воздухонагревателей при проведении капремонта I разряда одной из доменных печей по просьбе службы эксплуатации предприятия была рассмотрена *вторая компоновочная схема*.

По этой схеме на штуцерах устанавливаются замкнутые в осевом направлении компенсаторы К2, воспринимающие только сдвиговые перемещения, представляющие собой сумму вертикальных перемещений, связанных с температурным ростом кожухов воздухонагревателей, и горизонтальных перемещений, вызванных расширением прямого воздухопровода.

Образование зазора, необходимого для смены «купорки» или клапана горячего дутья, осуществляется путем механической раздвижки фланцев приложением продольного усилия к штуцеру и соответствующего ему горизонтального смещения участка прямого воздухопровода, расположенного между соседними к штуцеру компенсаторами.

Для уменьшения сил трения на конструкции эстакады, на которую опирается прямой воздухопровод, и снижения тем самым горизонтальных нагрузок в плоскости ее рам в опорных частях скользящих опор воздухопровода эффективно применение прокладок из низкофрикционного материала, например, из фторопласта. Кроме того, уменьшение сил трения позволяет применять для разжима фланцев домкраты меньшей грузоподъемности.

Следует отметить, что в отличие от первой схемы, в связи со смещением прямого воздухопровода в поперечном направлении, установленные на нем компенсаторы должны иметь сдвиговую компенсационную способность, учитывающую это перемещение.

Таким образом, при применении второй схемы компенсирующая способность компенсаторов К2, расположенных на штуцерах, должна включать в себя следующие составляющие общих перемещений:

- сдвиг в вертикальной плоскости от термического роста кожуха воздухонагревателя;
- сдвиг в горизонтальной плоскости от термического перемещения прямого воздухопровода;
- сдвиг в обеих плоскостях от неточностей изготовления и монтажа конструкций.

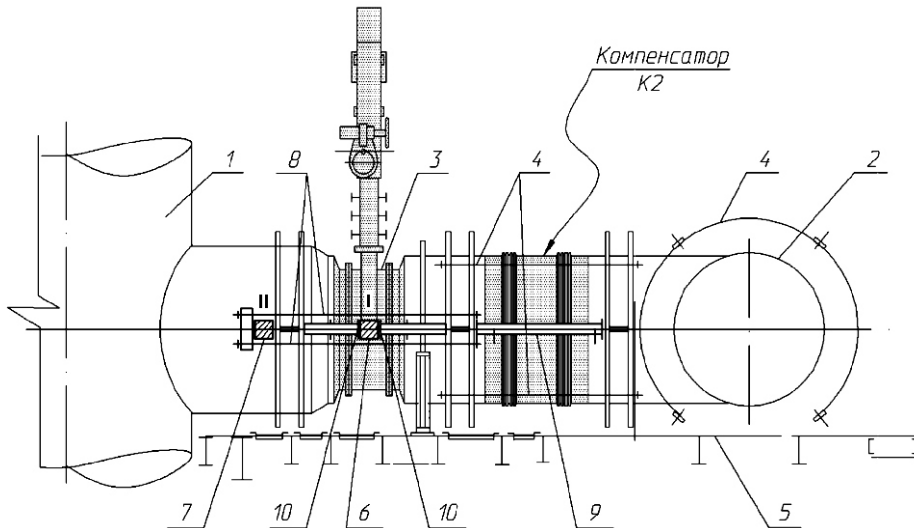


Рис. 2.
Схема штуцера воздухопровода горячего дутья при образовании зазора, необходимого для смены «купорки» или клапана горячего дутья, путем горизонтального смещения участка прямого воздухопровода:

1 – кожух воздухонагревателя; 2 – кольцевой воздухопровод горячего дутья; 3 – клапаны горячего дутья; 4 – тяги для восприятия усилий от внутреннего давления; 5 – перекрытие эстакады воздухонагревателей; 6 – домкрат в положении I; 7 – домкрат в положении II; 8 – устройство для возврата прямого воздухопровода в проектное положение после его механического смещения; 9 – трубка для исключения механического повреждения компенсатора; 10 – упоры для установки домкратов.

Компенсирующая способность компенсаторов К1, расположенных на прямом воздухопроводе, должна включать в себя следующие составляющие общих перемещений:

- осевые перемещения от термического расширения прямого воздухопровода;
- сдвиг в горизонтальной плоскости от термического расширения штуцера;
- сдвиг в горизонтальной плоскости от механического сдвигового перемещения прямого воздухопровода;
- сдвиг и осевые перемещения в горизонтальной и вертикальной плоскостях от неточностей изготовления и монтажа конструкций.

Одной из главных особенностей реализации второй схемы является необходимость возврата прямого воздухопровода в проектное положение после его механического смещения при замене клапана или «купорки», для чего должны быть предусмотрены специальные устройства. Схема одного из возможных устройств разработана совместно с ГП «Укрگیпромез» (рис. 2). Предложенное устройство состоит из домкратов и упоров для их установки, а также стяжного механизма для возврата прямого воздухопровода в исходное положение.

При установке домкратов в положение I (поз. 6) осуществляется разжим фланцев клапана со смещением участка штуцера и прямого воздухопровода горячего дутья. Для исключения механического повреждения расположенного на штуцере компенсатора служат специально предусмотренные опорные элементы в виде трубок, установленных по обеим сторонам компенсатора.

Для возврата воздухопровода в исходное положение домкраты устанавливаются в поло-

жение II (поз. 7), и при помощи специально предусмотренных шпилек смещенный участок «подтягивается» и фланцы клапана замыкаются.

Компенсаторы воздухопровода горячего дутья не изготавливаются заводами металлоконструкций, а поставляются специализированными предприятиями и представляют собой компенсаторы волнового типа в виде системы многослойных сильфонов, изготовленных из хромистой нержавеющей стали. Количество волн-сильфонов и их компоновка зависят от требуемой компенсирующей способности, определяемой по результатам расчета всей системы воздухопровода на комплекс всех статических и термических воздействий с учетом изложенных выше соображений.

Учитывая прямую зависимость компенсирующей способности компенсатора от его футеровки, последняя должна обеспечить весь комплекс перемещений, что предъявляет особые требования к ее выполнению в натуре в полном соответствии с проектом.

Поэтому предприятию-изготовителю целесообразно поставлять компенсаторы вместе с футеровкой и со всеми внутренними металлическими конструкциями, необходимыми для ее крепления, т.е. полной заводской готовности.

Конструкции, на которые опираются компенсаторы и к которым они примыкают, должны быть выполнены и смонтированы с минимальными отклонениями от проектного положения с тем, чтобы компенсаторы подвергались минимальным деформациям при их установке.

Такой подход позволит обеспечить надежность конструкций системы, безопасность и удобство ее эксплуатации.

Надійшла 15.01.2010 р.

Congratulations with seventieth birthday

John Fredrick Abel

**of the well-known scientist in structural mechanics industry,
professor of School of Civil and Environmental of Cornell university,
member of international editorial council of journal
«Industrial engineering and engineering structure»**

Абель Д. народився у м. Брукліні (США). Закінчив факультет цивільного будівництва Корнельського університету, факультет будівельної техніки Станфордського університету та факультет будівельної техніки і механіки Каліфорнійського університету.

Обіймав посаду інженера-проектувальника (1962–1964), займався дослідженням оболонок обертання, включаючи теоретичні розробки та комп'ютерне програмування (1967–1968). У 1968–1970 рр. – капітан інженерних військ армії США, інженер-дослідник у групі математики та гідроліки.

Абель Д. вів курс інженерної та будівельної механіки числових методів інженерних розрахунків, будівельних систем і інформаційних технологій у Принстонському університеті. Починаючи з 1974 р. і до теперішнього часу – заступник професора, професор-ад'юнкт та професор Вищої школи з будівництва та охорони довкілля Корнельського університету.

Наукова діяльність професора Абеля Д. пов'язана з дослідженнями в галузі будівельної техніки та механіки, у т.ч. динаміки та стійкості оболонок, мембран, рамних систем, включаючи аналіз нелінійного деформування і руйнування оболонок та твердих тіл. Його новітні розробки в галузі інтерактивної комп'ютерної графіки із застосуванням числових методів спрямовані на вирішення проблем комплексної тривимірної геометрії.

Абель Д. є членом американського Інституту бетону (ACI), дійсним та уповноваженим членом американського Товариства інженерів-будівельників (ASCE), членом американського Товариства інженерної освіти (ASEE), Міжнародної асоціації з мостів та інженерних споруд (IABSE), Товариства з історії технологій (SHOT), а також американської Асоціації університетських професорів (AAVP), головним редактором і членом редколегій міжнародних журналів, а також Президентом Міжнародної асоціації з оболонок і просторових споруд (IASS).



Abel J. was born in Brooklyn (USA). He is graduate from the faculty of civil engineering in Cornell University, faculty of structural engineering in Stanford University and faculty of structural engineering and structural mechanics in university of California.

He held a position of structural-designer (1962–1964), engaged in research of shells of revolution, including theoretical developments and computer programming (1967–1968). In 1968–1970 – captain in the U.S. Army Corps of Engineers, Research Engineer in Mathematical Hydraulics Group.

Abel J. conducted the courses in engineering mechanics, structural engineering, numerical methods of engineering analysis, systems building and information systems in Princeton University. Beginning from 1974 and to the present day is an Assistant Professor, Associate Professor and Professor of School of Civil and Environmental of Cornell university.

Scientific activity of professor Abel J. related to researches in structural engineering and structural mechanics, including dynamics and stability of shells, membranes, frames, including the nonlinear stress analysis and fracture of shells and solids. His new developments in interactive computer graphics with application of numerical methods are directed on the decision of problems involving complex three-dimensional geometries.

Abel J. is the member of American Concrete Institute (ACE), fellow and life member of American Society of Civil Engineers (ASCE), member of American Society of Engineering Education (ASEE), International Association for Bridge and Structural Engineers (IABSE), Society for the History of Technology (SHOT), and also American Association of University Professors (AAUP), editor-in-chief and member of editorial boards of international journals, and also President of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS).

Вітаємо з 70-річчям

ЛЕОНІДА МИХАЙЛОВИЧА ЛОБАНОВА

Відомого вченого в галузі матеріалознавства та міцності матеріалів та конструкцій, академіка НАН України, члена редакційної колегії журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Лобанов Л.М. народився у м. Саратові, закінчив факультет промислового та цивільного будівництва Київського інженерно-будівельного інституту та механіко-математичний факультет Київського державного університету ім. Тараса Шевченка. З 1963 р. працює в Інституті електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України, з 1985 р. – завідувач відділу оптимізації зварних конструкцій нової техніки та заступник директора з наукової роботи.

Лобанов Л.М. є автором понад 300 наукових праць, 5 монографій, 60 авторських свідоцтв і патентів. Його наукова діяльність пов'язана з дослідженнями поведінки матеріалів при зварюванні, розробленням методів дослідження і регулювання зварювальних напружень і деформацій, створенням високоефективних зварних конструкцій нової техніки та створенням методів і засобів їх діагностики.

Широке визнання отримали його праці із розроблення методів оптичного моделювання голографії, електронної спекл-інтерферометрії та широкрафії для дослідження напруженого стану та контролю якості зварних з'єднань у конструкціях із металевих, композиційних та полімерних матеріалів. Створені методологічні підходи і прилади відзначаються високою точністю та інформативністю.

Завдяки працям Лобанова Л.М. та його учнів сформовано новий науковий напрямок – бездеформаційне зварювання конструкцій, який базується на регулюванні теплових процесів під час зварювання з метою зменшення тепловкладення і створення попередніх напружено-деформованих станів, оптимізованих до зварювальних напружень і деформацій.

Під науковим керівництвом Леоніда Михайловича у ІЕЗ імені Є.О. Патона виконується комплекс фундаментальних досліджень щодо статичної та динамічної міцності зварних з'єднань, забезпечення надійності та довговічності зварних конструкцій, враховуючи вимоги



стосовно зниження їх металоємкості, методів неруйнівного контролю якості та діагностики зварних з'єднань і конструкцій, оцінки та подовження ресурсу зварних конструкцій відповідального призначення. За участі Лобанова Л.М. розроблено державні стандарти України, що регламентують вимоги до якості зварних конструкцій і технологій їх виготовлення, організовано систему сертифікації зварювальних технологій, матеріалів, обладнання і конструкцій, розроблено концепцію Державної програми із забезпечення технологічної безпеки для

основних галузей економіки України. Лобанов Л.М. зробив визначальний внесок у створення тринадцятого видання «Сварные строительные конструкции», в якому узагальнено досвід з дослідження та розробок у галузі проектування та виготовлення конструкцій, визначення їх технічного стану і реконструкції.

Леонід Михайлович є головою Українського технічного комітету із стандартизації в галузі зварювання, заступником голови Міжнародної науково-технічної ради зі зварювання і споріднених технологій, членом Міжвідомчої ради з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки та оборони України, заступником голови наукової ради з цільової комплексної програми НАН України «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд і машин». Він активно співпрацює з міжнародними науковими організаціями держав СНД і далекого зарубіжжя, регулярно виступає із науковими доповідями на престижних наукових форумах, очолює низку міжнародних проектів.

Лобанов Л.М. – лауреат премії Ради Міністрів СРСР (1981), Державної премії України в галузі науки і техніки (1994), премії ім. Є.О. Патона НАНУ (2004). Нагороджений орденами «За заслуги» II та III ступенів і «Знак Пошани», відзнакою президентів НАН України «За наукові досягнення», медаллю Ю.В. Кондратюка за участь у космічній діяльності.

Поздравляем с 60-летием

КОПСЕКБАЯ РАТКУЛОВИЧА ТУЛЕБАЕВА

**доктора технических наук, директора ТОО «ПИ Алматыгипрогор-1»,
члена международного редакционного совета журнала
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Тулєбаєв К.Р. закончил инженерно-строительный факультет КазПТИ (ныне КазНТУ имени Сатпаева). Свою трудовую деятельность начал в 1973 г. в ГПИ «Алматыгипрогор», где прошел путь от инженера-конструктора до руководителя мастерской.

В 1995-2000 гг. работал в КазГАСА старшим преподавателем, доцентом, заведующим кафедрой.

С 2001 г. был главным инженером, исполнительным директором ОАО «Алматыгипрогор-1», в настоящее время является директором ТОО «ПИ Алматыгипрогор-1».

При его непосредственном участии разработаны проекты: застройки жилого района «Карасу», Казахского драматического театра им. М.Ауэзова, спортивного и учебно-производственного корпуса Спорткомитета РК, «Сейсмообследование объектов здравоохранения, образования и коммунальной собственности в г. Алматы», проекты больницы, поликлиник, жилых домов и др.

Копсекбай Раткулович автор многих уникальных проектов, среди них комплекс лечебно-оздоровительных бань «Арасан», за который ему присуждена Государственная премия Республики Казахстан, универсальный спортивно-зрелищный зал на 10500 мест, Республиканская художественная школа-интернат на 400 учащихся, административно-бытовой и инженерный корпус объекта «Н-409», здание новой мечети по ул. Пушкина, Египетский исламский центр в г. Алматы, гостиница на 1000 мест Казтурсовета, Казахская государственная филармония, здание Сената Парламента РК и административное здание КНБ РК в г. Астане.

Тулєбаєв К.Р. – член Союза архитекторов РК, действительный член Национальной Инженерной Академии РК и Международной



инженерной академии, профессор Международной академии архитектуры.

Инженерную деятельность Копсекбай Раткулович сочетает с научно-исследовательской работой. В 1993 г. он защитил диссертацию кандидата технических наук по теме «Разработка и исследование большепролетного каркаса здания с покрытием в виде сочлененных висячих оболочек». Результаты экспериментально-теоретических и натурных исследований по данной теме использованы при проектировании и строительстве универсального спортивно-зрелищного

зала в г. Алматы.

Тулєбаєв К.Р. – автор более 130 научных трудов, 95 научных статей, 13 учебно-методических работ и 29 изобретений. Награжден нагрудным знаком «Изобретатель СССР».

Как высококлассный специалист Копсекбай Раткулович выполняет экспертизы проектов многих ответственных сооружений, уделяя при этом большое внимание вопросам повышения сейсмостойкости зданий и сооружений, руководит филиалом архитектурного факультета КазГАСА.

Его научная деятельность также связана с исследованием и разработкой новых типов конструкций защитных сооружений (противоселевых, противолавинных и др.). Эти исследования были положены в основу диссертации доктора технических наук, которую он защитил в 2009 г.

За личный вклад в области инженерных разработок и прикладных исследований он награжден медалью «За заслуги в развитии инженерного дела в Республике Казахстан», учрежденной НИА РК. Тулєбаєв К.Р. почетный строитель и заслуженный деятель Казахстана. Награжден золотой медалью и дипломом Ассоциации содействия промышленности (SPI) Франции.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

Вартість розміщення реклами (з урахуванням ПДВ та податку на рекламу)

Формат	Розміри, мм		Одноколірна, ціна ум. од.	Двоколірна, ціна ум. од.	Багатоколірна, ціна ум. од.
A4	185 x 270		150	300	450
1/2 A4	85 x 270	185 x 130	75	150	240
1/4 A4	85 x 130	185 x 60	40	75	130
1/8 A4	85 x 60		20	40	

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

- 1-а сторінка – 700 ум. од.
- 2-а сторінка – 600 ум. од.
- 3-я сторінка – 500 ум. од.
- 4-а сторінка – 500 ум. од.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»
(передплатний індекс – 98848)
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

Видавець ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (протокол № 6 від 19.08.2010 р.)

Адреса редакції та видавця: просп. Визволителів, 1, Київ, 02660,
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Кучер А. В.**

Підписано до друку 31.08.2010 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
За зміст реклами відповідає подавач
Редакція не завжди поділяє думку авторів
Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали



ТОВ «НВФ СВ-ПЛЮС»

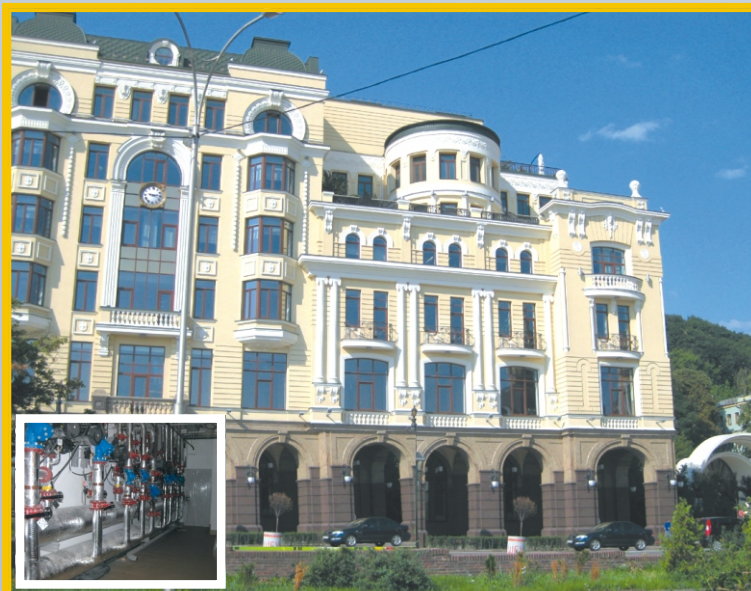
Рік заснування 1994

Ліцензія АА № 556633

- **Проектування, монтаж, пусконаладжувальні роботи, сервісне обслуговування спеціалізованих комплексних систем, а саме: теплові пункти, насосні станції, системи вентиляції та кондиціонування «під ключ», включаючи КіП, а також комплекс налагоджувальних робіт**
- **Гарантійне обслуговування опалювальних систем, систем водопостачання, вентиляційних систем, теплових завіс для промислових та житлових об'єктів і котеджів**
- **Демонтаж старого обладнання**

ОСНОВНІ ЗАМОВНИКИ:

- ✓ Міністерство фінансів
- ✓ Державна митна служба України
- ✓ Київська регіональна митниця
- ✓ Академія служби безпеки України
- ✓ Київський пивзавод «Славутич»
- ✓ Бориспільська база монолітного будівництва
- ✓ Завод інсуліновий «Індар»
- ✓ Київська спортивна школа вищої майстерності та підготовки олімпійського резерву
- ✓ Бібліотека Верховної Ради України
- ✓ Києво-Печерська лавра
- ✓ Представництво «УКРТАНАФТА»
- ✓ Торговельно-розважальний комплекс «Курені»
- ✓ Виробнича база фірми «Основа-Солсіф»
- ✓ Рахункова палата України
- ✓ Готельний комплекс «Рив'єра»
- ✓ Станція техобслуговування автомобілів Volkswagen та Audi
- ✓ Торговельно-розважальний центр «Ашан»



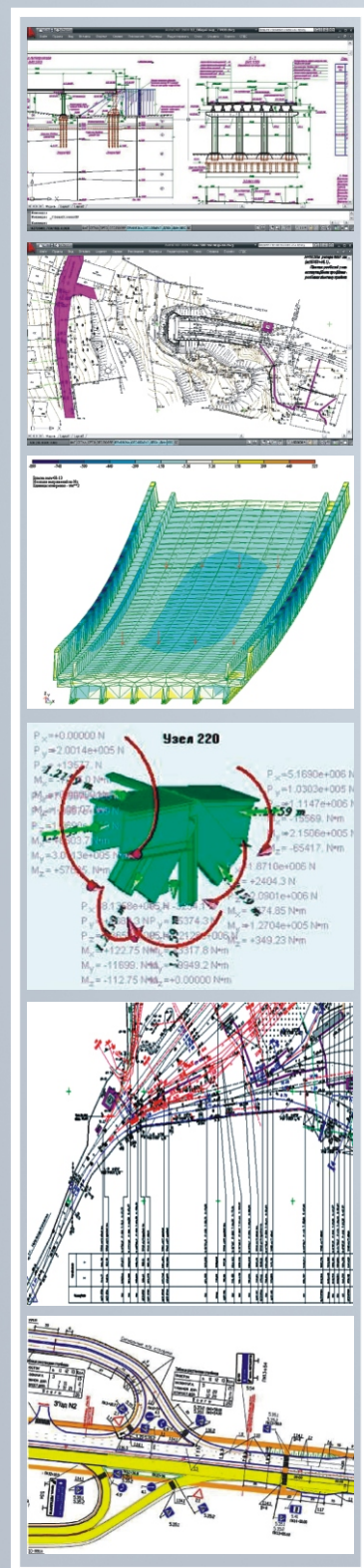
«Найцінніше надбання фірми — це наш колектив професіоналів»

Позніхіренко Сергій Миколайович,

директор ТОВ «НВФ СВ-ПЛЮС», член ради ДК «Укрмонтажспецбуд», лауреат конкурсу Гран-прі «Вища проба», відмічений Почесною нагородою «Золотий ягуар» за зразкове ведення бізнесу, високу професійність та партнерську надійність.



Проектно-вишукувальні та інжинірингові роботи для будівництва, реконструкції, ремонту автомобільних доріг, залізниць, транспортних споруд, об'єктів промислового та цивільного будівництва



Паспортизація автодоріг, залізничних колій, схеми організації дорожнього руху на автомобільних дорогах, зйомка станцій для складання ТРА, перевірка поздовжнього профілю залізничних та гірочних колій

Обстеження та складання паспортів штучних споруд на автомобільних дорогах та залізницях (мости, шляхопроводи, труби, галереї, підпірні стінки)

Робочі проекти капітального ремонту мостів, шляхопроводів, залізничних колій, автомобільних доріг, переїздів, модернізації станцій

Проекти нових мостів, шляхопроводів, транспортних розв'язок, інших штучних споруд

Проектування пристроїв та систем автоматизації для транспортної галузі

ПВКП «Технотранспроєкт» активно застосовує в проектуванні новітні технології та сучасні матеріали для ремонту, відновлення конструкцій з метою надання їм нових експлуатаційних якостей. Розрахунки конструкцій та споруд виконуються за допомогою сучасних розрахункових програмних комплексів, камеральні та проектні роботи – із застосуванням систем автоматизованого проектування.

На підприємстві впроваджено систему менеджменту якості, яка відповідає міжнародному стандарту ISO 9001:2008.

ОСНОВНІ ВИКОНАНІ РОБОТИ

Спеціалізоване обстеження та випробування понад 70 об'єктів (мости, шляхопроводи, труби та ін.)

Паспортизація 3-х автомобільних доріг державного значення протяжністю 457 км із внесенням даних до електронної експертної системи, схеми організації дорожнього руху 4-х автомобільних доріг протяжністю 450,8 км

Перевірка поздовжніх профілів 17 ділянок залізниць України протяжністю 1280,3 км та паспортизація залізничних колій 7 приватних підприємств протяжністю 214 км

Комплексні робочі проекти капітального ремонту, реконструкції та нового будівництва:

250 штучних споруд на автомобільних дорогах, вулицях та залізницях України (мости, переходи, труби, тунелі);

7 автомобільних доріг протяжністю 111 км;

95 залізничних переїздів із розробленням рішень стосовно автодорожніх підходів, колій, пристроїв автоматизації, електропостачання, освітлення, архітектурно-будівельної частини;

52 ділянки залізничних колій на перегонах та станціях Укрзалізниці протяжністю 300 км;

8 нових під'їзних колій протяжністю 11 км;

20 залізничних станцій;

проектування транспортного розвитку ТОВ «Металургійний завод «Дніпросталь»

