

**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.
Гордеев В.М., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Єрмак Є.М., 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.
Пушкар А.П., к.е.н.
Стойнов 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)
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
Грінченко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Зюлко Е., 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., к.т.н. (Казахстан)
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



З'2008

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

УНІКАЛЬНІ ОБ'ЄКТИ

О.В. Шимановський

НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ СТАДІОНІВ УКРАЇНИ 2

В.Л. Пасечнюк, М.М. Пальчик

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ КРИТИХ СКЛАДІВ ТЕРМІНАЛА
З ПЕРЕВАНТАЖУВАННЯ ТЕХНІЧНОЇ СІРКИ В МОРСЬКОМУ ПОРТУ «УСТЬ-ЛУГА». . . 13

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.К. Цыхановский, С.М. Козловец, Н.А. Костыра

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОМБИНИРОВАННЫХ ОБОЛОЧЕЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ 17

О.В. Семко, О.П. Воскобійник

ПРО КОНЦЕПЦІЮ ОПТИМАЛЬНОСТІ РІЗНИХ ТИПІВ КАРКАСІВ
ПРОМИСЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ 22

Ж.Б. Байнатов, К.Р. Тулебаев

МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТЕРЖНЕВЫХ СЕЛЕЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ 26

МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

О.В. Шимановський, О.І. Оглобля

VI МІЖНАРОДНА КОНФЕРЕНЦІЯ «РОЗРАХУНОК ОБОЛОНКОВИХ
І ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ: «ВІД НАНО ДО МЕГА». 32

КОНСТРУКЦІЙНІ МАТЕРІАЛИ

В.А. Ковтуненко, А.М. Герасименко, А.А. Гоцуляк

СТАЛЬ ПОВЫШЕННОЙ КОРРОЗИОННОЙ СТОЙКОСТИ
ДЛЯ СВАРНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ 34

СТАЛЕВІ РЕЗЕРВУАРИ

Ежи Зюлко, Эва Супэрнак, Томаш Микульски

АВАРИЯ СТАЛЬНОГО РЕЗЕРВУАРА С ДВОЙНОЙ СТЕНКОЙ
ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ГОРЯЧИХ ПРОДУКТОВ 38

ЕКОНОМІКА

В.В. Матюха, М.Т. Мовчан

ГІРНИЧО-МЕТАЛУРГІЙНИЙ КОМПЛЕКС УКРАЇНИ
В КОНТЕКСТІ ДОВГОСТРОКОВИХ ПЕРСПЕКТИВ 42

ЮВІЛЕЙНІ ДАТУ

РОДІН АРКАДІЙ МИХАЙЛОВИЧ

(до 70-річчя від дня народження) 47

Постановою президії ВАК України від 09.04.2008 р. № 1-05/4 журнал внесено
до переліку наукових фахових видань із технічних наук



ДО ЧЕМПІОНАТУ ЄВРОПИ 2012 РОКУ З ФУТБОЛУ

НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ СТАДІОНІВ УКРАЇНИ

Чемпіонат Європи 2012 року з футболу – це перший міжнародний турнір такого рангу, що проходить в Україні з часу набуття незалежності. У зв'язку з цим проводяться роботи із реконструкції та будівництва різних об'єктів і в першу чергу – футбольних стадіонів. З одного боку це пов'язано з прагненням керівництва футбольних клубів у рамках програм свого розвитку поновити у відповідності з вимогами УЕФА морально і фізично застарілі споруди, з другого – необхідністю підготовки України до проведення фінального турніру чемпіонату Європи 2012 року з футболу.

Спортивні споруди у цілому і стадіони зокрема відносяться до класу унікальних об'єктів, при проектуванні та будівництві яких застосовуються найсучасніші архітектурні досягнення та новітні інженерні рішення. Тому ці об'єкти, крім головного функціонального призначення, віддзеркалюють економічні та технічні можливості країн, стають окрасою – «візитною картою» чи «обличчям» – міст, в яких вони побудовані.

Україна має значний досвід як теоретичних досліджень, так і практичного застосування просторових конструкцій. Це різноманітні нові форми оболонкових і просторових конструкцій споруджених останніми роками спортивних об'єктів, виставкових центрів, ангарів, театрів, виробничих підприємств і складських будівель, у проектуванні яких брав участь інститут «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» – базова організація з науково-технічної діяльності у сферах будівництва, промисловості будівельних матеріалів, архітектури і містобудування.

Досвід проектування спортивних споруд будь-якої складності, накопичений інститутом, дозволяє радикально прискорювати темпи будівництва, зменшувати трудомісткість виготовлення та монтажу конструкцій, розширювати можливості використання нових конструктивних форм і раціональних типів поперечних перерізів для зменшення металоємності конструкцій. У цьому сенсі можна вказати на такі створені останнім часом об'єкти, як стадіони ФК «Шахтар» у м. Донецьку, ФК «Динамо» ім. В.В. Лобановського у м. Києві, ФК «Дніпро» у м. Дніпропетровську, ОСК «Металіст» у м. Хар-



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

кові, СК «Металург» у м. Артемівську, СК «Ювілейний» у м. Суми, БК «Азовмаш» у м. Маріуполі, СТЦ ім. В.В. Лобановського та СК «Спартак» у м. Києві, фізкультурно-спортивний комплекс «Олімп» у м. Южному Одеської області, спортивно-оздоровчий комплекс «Центр фрістайла» у м. Мінську та інші. Про високий рівень проектів зазначених об'єктів свідчить факт відзначення їхніх авторів високими державними нагородами, в т.ч. Державними преміями України.

Нижче наводяться результати узагальнення цього досвіду на прикладі деяких стадіонів, призначених для проведення тільки футбольних матчів (як і більшість сучасних стадіонів у європейських країнах), проекти яких виконані із застосуванням просторових конструкцій інституту «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» згідно з вимогами УЕФА щодо проведення усіх, у т.ч. чвертьфінальних, півфінальних та фінальних, матчів найбільших міжнародних турнірів.

Концептуальне рішення стадіону ФК «Шахтар» у м. Донецьку. Новий стадіон (рис. 1), розташований у парку імені Ленінського Комсомолу, гармонійно вписаний у мальовниче природне середовище парку, має сучасне архітектурно-компонувальне рішення, що забезпечує підвищену комфортність і безпеку відвідувачів. Стадіон розрахований на 50 тис. глядачів, його площа складає близько 59300 м², а загальна площа забудови – 204000 м².

Генеральний підряд на будівництво стадіону отримала турецька будівельна компанія «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», а проектування і виготовлення металевих конструкцій покриття над трибунами виконане будівельними компаніями «MERO Structures, Inc.» (Німеччина) і «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» (Туреччина).

Для проведення експертизи застосованих проектних рішень металевих конструкцій покриття над трибунами (включаючи оцінку механічних властивостей сталей імпортного виробництва і технології їх зварювання) і залізобетонних конструкцій трибун надземної частини був залучений інститут «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського».

Конструктивні рішення. Вибір конструктивного рішення стадіону значно ускладнювався складними геологічними умовами майданчика будівництва, який відноситься до розроблених територій IV групи. Тому залізобетонний каркас надземної частини стадіону включає чотирнадцять розділених деформаційними швами секторів трибун для глядачів – по три сектори в північних і південних і по чотири в західних і східних трибунах. Головними несучими конструкціями стадіону є: монолітні залізобетонні фундаменти, що спираються під південними і частиною східних і західних трибун на палі; монолітні залізобетонні конструкції каркаса надземної частини трибун, до яких кріпляться збірні залізобетонні конструкції трьох ярусів для безпосереднього розміщення місць для глядачів, та металеві конструкції покриття над трибунами загальною масою близько 4,5 тис. т (рис. 2).

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

Головними металевими конструкціями покриття є просторові консольні радіальні ферми завдовжки близько 60 м (рис. 3), на які спираються структурні блоки у формі кільцевих секторів габаритними розмірами в плані 60 60 і 60 30 м (рис. 4). Кожен структурний блок покриття спирається на дві сусідні радіальні фер-

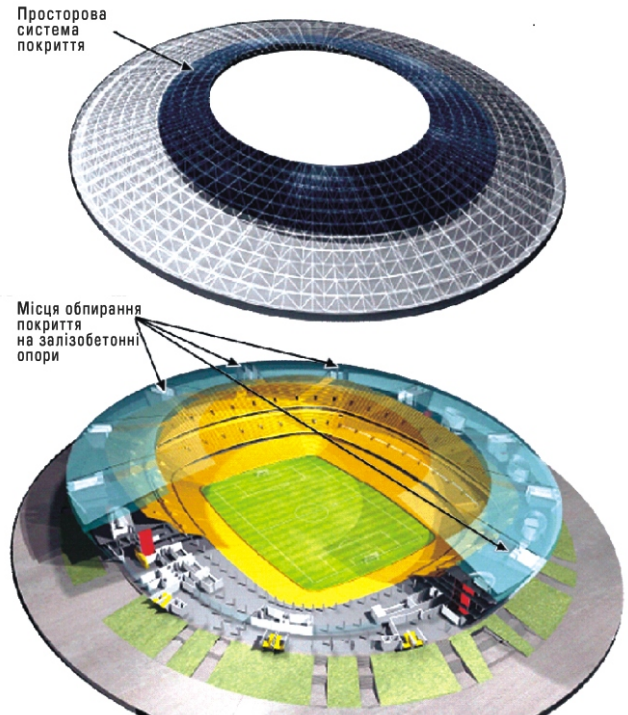


Рис. 2. Схематичний поперечний переріз стадіону

ми, на одній з яких опори шарнірно закріплені в трьох взаємно перпендикулярних напрямках, а на іншій – тільки у вертикальному, забезпечуючи таким чином можливість переміщення вузлів у площині нижніх поясів просторових радіальних ферм до 140 мм.

Експертиза робочої документації надземної частини конструкцій стадіону. На основі наданої компаніями «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» і «MERO Structures, Inc.» робочої документації були:

- складені розрахункові схеми залізобетонних конструкцій каркасів трибун із урахуванням фундаментів і ґрунтової основи, а також металевих конструкцій покриття над трибунами;
- визначені діючі навантаження і впливи відповідно до вимог [1, 2];
- виконані розрахунки, з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD», із урахуванням постійних і тимчасових (сніг, вітер) навантажень, впливу температури, розроблення території і сейсмічності майданчика будівництва у 6 балів із підбором необхідної робочої арматури у всіх залізобетонних конструктивних елементах і перевіркою несучої здатності усіх металевих конструктивних елементів покриття;



Рис. 1. Загальний вигляд стадіону ФК «Шахтар»



а



б

Рис. 3. Радіальна ферма покриття у зібраному (а) і змонтованому (б) станах



Рис. 4.
Загальний вигляд
структурного блока
покриття
та вузлова деталь
«MERO»

- виконана перевірка підбраного згідно з розрахунками армування залізобетонних конструкцій каркасів трибун на відповідність представленому у робочій документації;
- виконаний аналіз напружено-деформованого стану розтягнутого опорного залізобетонного вузла металевої радіальної ферми покриття (рис. 5), результати якого підтвердили надійність застосованого конструктивного рішення;

- проведена експертиза робочої документації залізобетонних конструкцій каркасів трибун і металевих конструкцій покриття з аналізом конструктивних рішень на відповідність їх вимогам українських нормативних документів. Оскільки експертиза виконувалась у період введення в дію нових українських будівельних норм [1, 2], то компаніям «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» і «MERO Structures, Inc.» додатково були надані необхідні роз'яснення щодо врахування у своїх розрахунках вимог цих норм і визначення навантажень від снігу і вітру.

Усі зауваження були враховані компанією «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», а відповідна робоча документація – виправлена або доповнена.

При проведенні експертизи робочої документації металевих конструкцій покриття були вирішені наступні важливі питання щодо забезпечення їх надійності. *По-перше*, у робочих кресленнях металоконструкцій опорного вузла просторових радіальних ферм, виконаних компанією «Enka Insaat ve Sanayi A.S.» (рис. 6), використане не рекомендоване до застосування нормами [3] конструктивне рішення, у якому значні зусилля розтягнення (до 3000 тс) передаються у напрямку товщини металопрокату. Проте представлені компанією «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» сертифікати і протоколи випробувань застосованих сталей показали, що їх показники при випробуваннях на розтяг у напрямку товщини металопрокату задовольняють вимоги [3] щодо міцності. Тому застосовані конструктивні рішення з передачею

значних розтягувальних зусиль у напрямку товщини металопрокату експертизою були схвалені.

По-друге, у робочих кресленнях металоконструкцій опорного вузла просторових радіальних ферм окремі зварні шви, через які передаються значні розтягувальні зусилля, були запроектовані без повного провару, що знижувало їх надійність. Після внесення змін у робочі креслення скоригована робоча документація також отримала позитивний відгук експертизи.

По-третє, у робочих кресленнях металоконструкцій просторових радіальних ферм окремі їх опорні елементи, а також деякі елементи структурних блоків покриття були запроектовані із сталі S355 (аналог вітчизняної сталі С350), яка згідно з вимогами [3] повинна поставлятися з гарантованими показниками при випробуванні на ударну в'язкість при температурі мінус 40 °С. Проте у наданих компанією «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» сертифікатах на сталь S355 були наведені зазначені показники лише при температурі мінус 20 °С. Тому на вимогу експертизи металоконструкції опорних елементів на зразках із V-подібним надрізом, а елементів структурних блоків покриття на зразках із U-подібним надрізом (виготовлених із сталі S355) були піддані випробуванням на ударну в'язкість при температурі мінус 40 °С, протоколи яких підтвердили відповідність отриманих результатів вимогам [3].

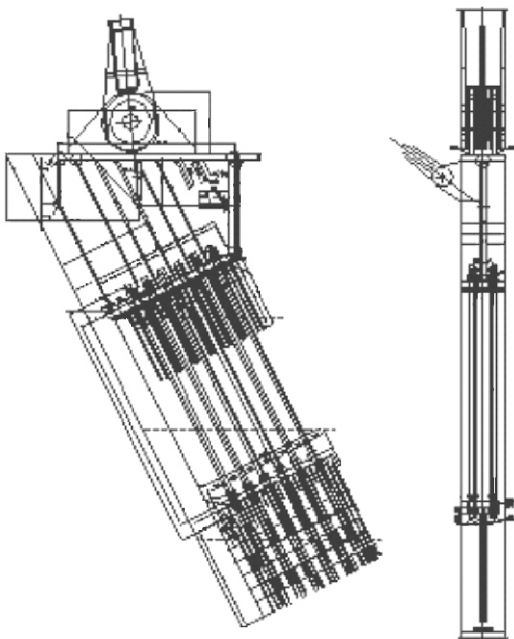


Рис. 6. Схема опорного вузла просторових радіальних ферм і загальний вигляд його верхньої закладної деталі



Рис. 5. Вузли обпирання радіальних ферм покриття

У цілому в експертному висновку був відзначений високий рівень виконаної будівельними компаніями «Enka Insaat ve Sanayi A.S.», «MERO Structures, Inc.» і «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» робочої документації на будівельні конструкції стадіону, а також оперативність вирішення багатьох технічних питань при проведенні експертизи.





Рис. 7. Змонтовані просторові радіальні ферми і структурні блоки покриття

Виготовлення і монтаж металоконструкцій здійснювала будівельна компанія «MERO Structures, Inc.», а радіальних ферм, їх опор і закладних деталей – будівельна компанія «CIMTAS Celik Imalat Montaj ve Tesisat A.S.» відповідно до вимог українських і європейських стандартів.

Монтаж металевих конструкцій покриття (рис. 7) проводився поетапно в наступній послідовності:

- встановлення закладних деталей і опорних частин радіальних ферм;
- укрупнювальне складання на рівні землі і монтаж двох сусідніх радіальних ферм;
- укрупнювальне складання на рівні землі і монтаж структурного блока з його подальшим спиранням на змонтовані радіальні ферми;

- укрупнювальне складання і монтаж наступної радіальної ферми;
- укрупнювальне складання і монтаж наступного структурного блока;
- встановлення інших радіальних ферм і структурних блоків.

Усі монтажні з'єднання елементів структурних блоків покриття виконані на болтах високої міцності з використанням кульових вузлових деталей (вузли типу «MERO»). Просторові радіальні ферми прикріплені до закладних деталей за допомогою стержньових елементів із монтажними шарнірними з'єднаннями на валиках.

Вертикального спирання структурних блоків на опорні вузли досягнуто шляхом регулювання їх по висоті під час монтажу. Можливість переміщення вузлів обпирання структурних блоків покриття у площині нижніх поясів однієї з двох просторових радіальних ферм реалізована облаштуванням у цих вузлах спеціальних прокладок, що забезпечують мінімальний коефіцієнт тертя при зсувах структурних блоків у результаті деформації земної поверхні від розроблення.

Концептуальне рішення стадіону ФК «Динамо» ім. В.В. Лобановського у м. Києві. Стадіон (рис. 8) розташований у центрі міста у парковій зоні поблизу р. Дніпро. Площа його складає близько 32000 м², а загальна площа забудови – 77000 м².

Генеральне проектування реконструкції стадіону виконав інститут «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського». Реконструкція стадіону, крім власне реконструкції його



а



б

Рис. 8. Загальний вигляд стадіону ФК «Динамо» ім. В.В. Лобановського з прилеглою територією з північно-західної (а) і південно-східної (б) сторін

чаші зі збільшенням кількості місць для глядачів приблизно в два рази, включає надбудову четвертого поверху адміністративного корпусу (рис. 9, а), облаштування двох вбудованих VIP-корпусів різної місткості і консольного навіс-козирка над трибунами. Крім того, передбачено повне оновлення пристадіонної інфраструктури шляхом створення автостоянок для футбольних команд, триповерхової автостоянки для офіційних осіб, VIP-відвідувачів, представників ЗМІ і уболівальників, вертолітного майданчика, шляхів незалежного проходу і евакуації глядачів.

Трибуни стадіону розраховані на 31 тис. глядачів. На північно-західних і південно-східних трибунах (рис. 9, б, в) знаходяться вбудовані VIP-корпуси (головний із яких розташований на північно-західних трибунах), в яких передбачено 690 місць для VIP-відвідувачів, центральна ложа, приміщення для телебачення, операторів, коментаторів і охорони, ресторани, бари, офіси та ін.

Найбільш відповідальними і складними елементами стадіону є четвертий поверх адміністративного корпусу, що надбудовується, площею 3360 м² і консольний навіс-козирок над трибунами, винос якого досягає 26,5 м, а площа – 15000 м².

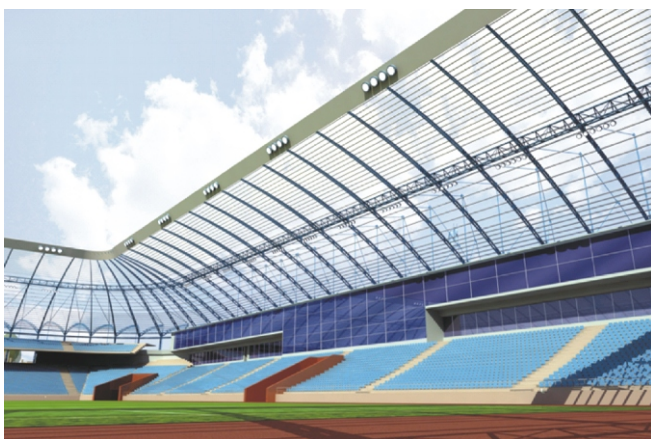
Конструктивне рішення. Трибуни стадіону запроєктовані одно- і двоярусними (рис. 10) із розташуванням їх складчастих залізобетонних елементів (призначених для безпосереднього розміщення глядацьких місць) на похилих ригелях: залізобетонних – для трибун першого і полегшених металевих – для трибун другого ярусів. Похилі ригелі трибун першого ярусу частково розташовуються на несучих поперечних залізобетонних рамах (рис. 10, а), а частково завдяки вдалому розташуванню трибун на існуючому рельєфі місцевості – на несучих залізобетонних колонах (рис. 10, б). Несучі елементи трибун другого ярусу конструктивно виконані з металеві рамної системи. В цілому трибуни мають від 22 до 30 рядів для глядачів.

Надбудова четвертого поверху адміністративного корпусу функціонально і конструктивно повністю відокремлена від існуючої будівлі. Будь-яке втручання при проведенні будівельних робіт в існуючі підтрибунні приміщення неможливе. Конструктивно четвертий поверх вирішений у вигляді прямокутного об'єму завдовжки 148 м, завширшки 21 м і заввишки 3 м, рівень низу якого знаходиться на відмітці 186,46 м (рис. 10, а). Його внутрішній об'єм по

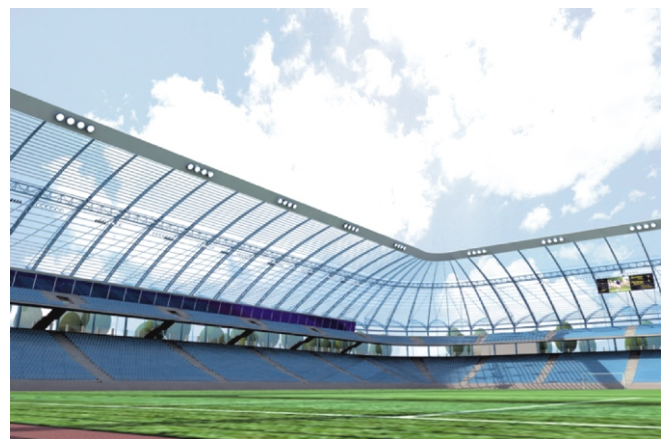


а

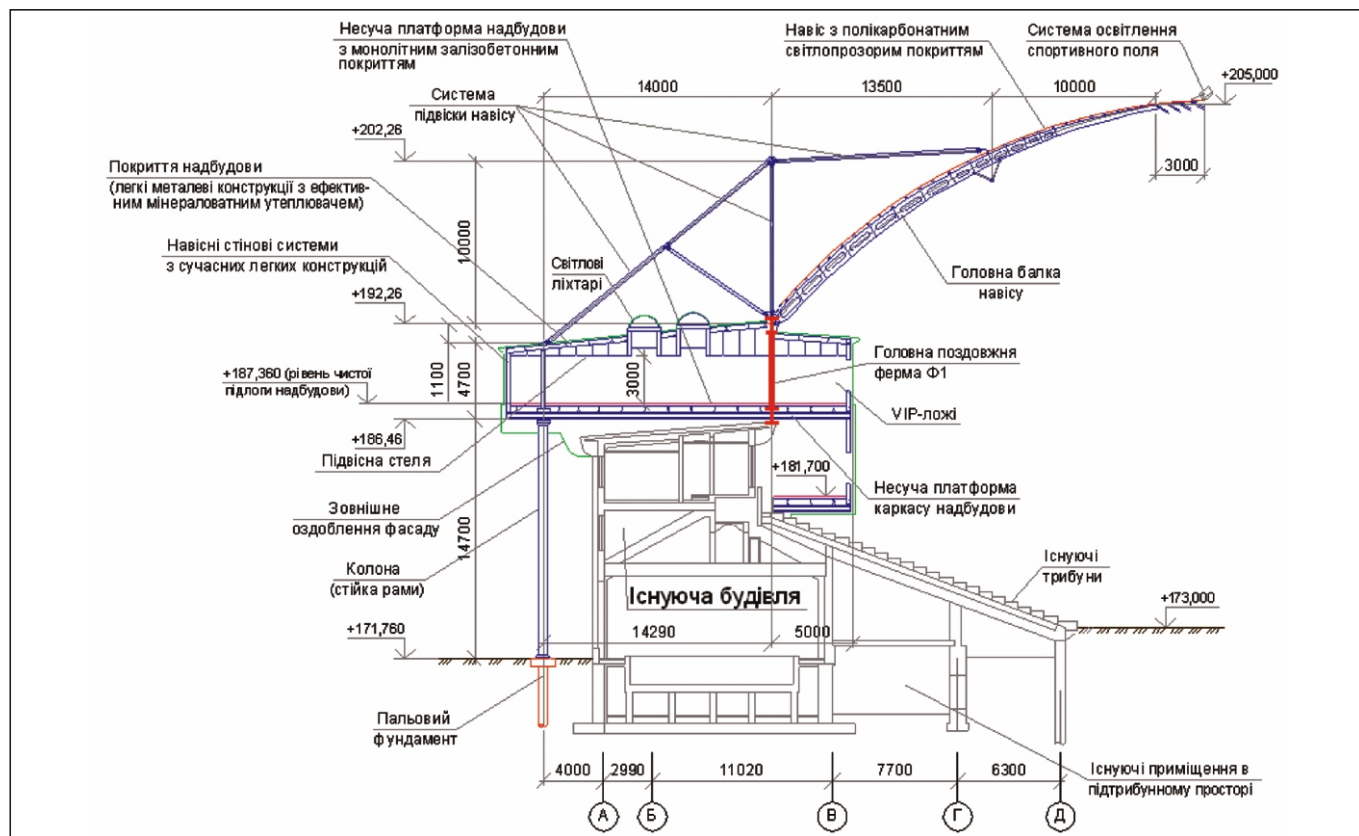
Рис. 9.
Загальний вигляд фасаду адміністративного корпусу (а), північно-західних (б) і південно-східних (в) трибун стадіону



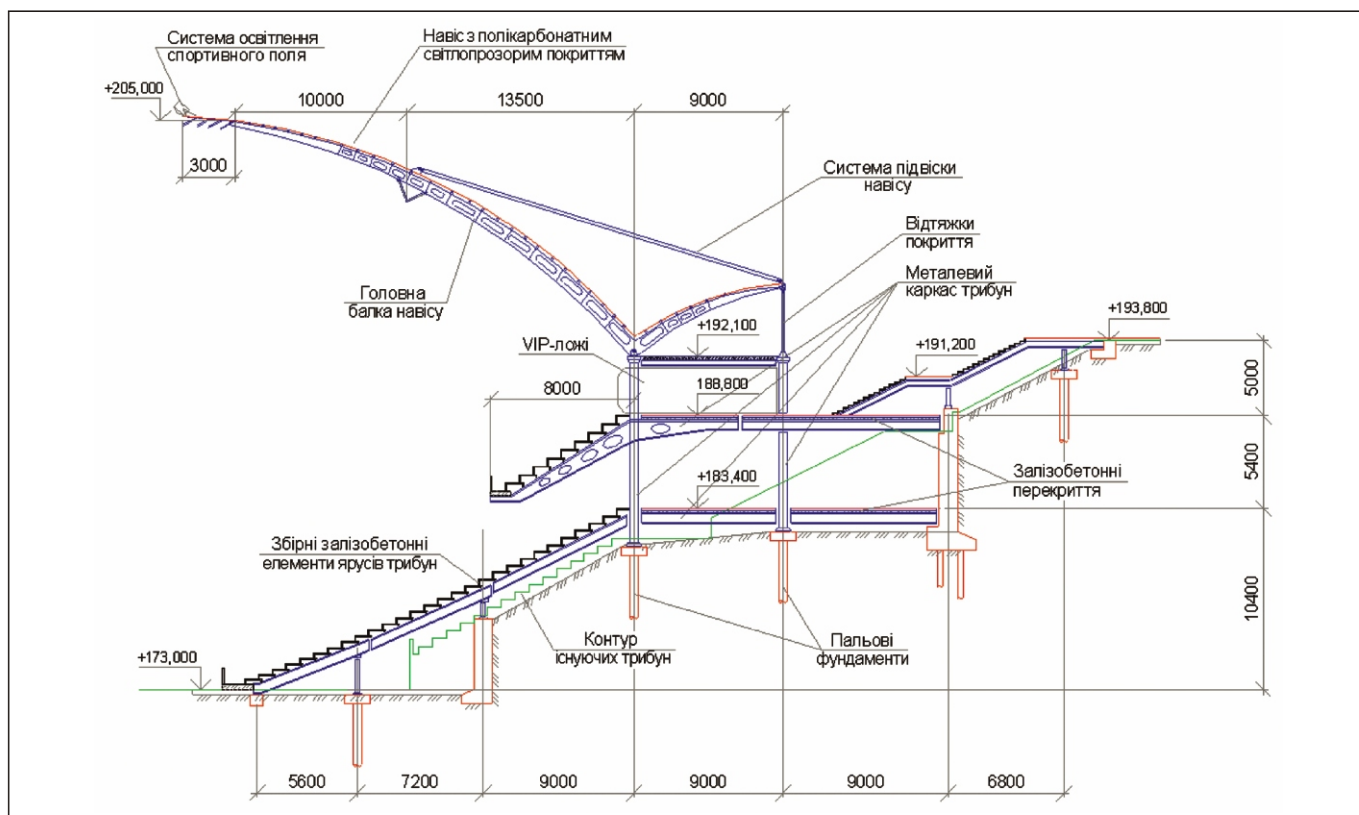
б



в



а



б

Рис. 10. Поперечний переріз північно-західних трибун стадіону з адміністративним корпусом (а) і південно-східних трибун (б)

всій довжині розітнутий великопрогоновою несучою фермою прогонами 62, 5 і 67 м і заввишки близько 5 м (елементи якої проходять у товщі стін і перегородок і не обмежують корисний простір приміщень), що спирається на чотири опорні колони (рис. 10, а). Колони розміщені поза межами існуючої будівлі уздовж її трибунного фасаду, причому дві з них знаходяться в зонах проходів для глядачів, а дві – поблизу торцевих стін.

Нижня несуча платформа четвертого поверху є балковою клітиною з головними поперечними балками, розташованими з кроком 12 м. Балки спираються з боку головного фасаду на 15 опорних колон, що знаходяться на відстані 4 м від фасаду, а з боку трибун – на нижній пояс великопрогонової несучої ферми.

Конструкція покриття четвертого поверху адміністративного корпусу виконана аналогічно його нижній несучій платформі. При цьому балкова клітина покриття з боку головного фасаду спирається на продовження опорних колон, що підтримують нижню платформу, а з боку трибун – на верхній пояс великопрогонової несучої ферми.

Консольний навіс-козирок над трибунами виконаний у вигляді підвісної системи, одноконсольної над північно-західними (рис. 10, а) і двохконсольної над південно-східними трибунами (рис. 10, б). Навіс-козирок запроектований із застосуванням консольних криволінійних балок із перфорованою стінкою (кроком 6 м), що безпосередньо формують каркасну систему навісу.

Вузли обпирання криволінійних балок над північно-західними трибунами влаштовані у верхніх вузлах великопрогонової несучої ферми. У цих же вузлах розташовані стійки, які сприймають вертикальні зусилля від підвісної системи навісу-козирка і передають через відтяжки підвісної системи горизонтальні зусилля від козирка на опорні колони, що знаходяться з боку головного фасаду (рис. 10, а). Над усіма іншими

трибунами вузли обпирання криволінійних балок розташовані на оголовках колон, що підтримують верхній ярус трибун (рис. 10, б). Ці ж вузли використовуються для обпирання задніх кронштейнів, які проходять над евакуаційною галереєю, до яких кріпляться закріплені в задній контурній підпірній стінці відтяжки підвісної системи козирка.

По всіх криволінійних балках каркасної системи консольного навісу-козирка над трибунами укладені прогоми і світлопрозоре покриття з полікарбонатних листів. Останнє додає конструкції навісу-козирка практично невагомий вигляд і дозволяє вдало поєднувати вражаючі архітектурні характеристики з необхідними експлуатаційними властивостями.

Концептуальне рішення стадіону ФК «Дніпро» у м. Дніпропетровську. Стадіон (рис. 11) розташований на місці старого стадіону «Металург». Площа його складає близько 32000 м², а загальна площа забудови – 200000 м².



а



б

Рис. 11. Загальний вигляд стадіону ФК «Дніпро» з прилеглою територією з північної (а) та південної (б) сторін

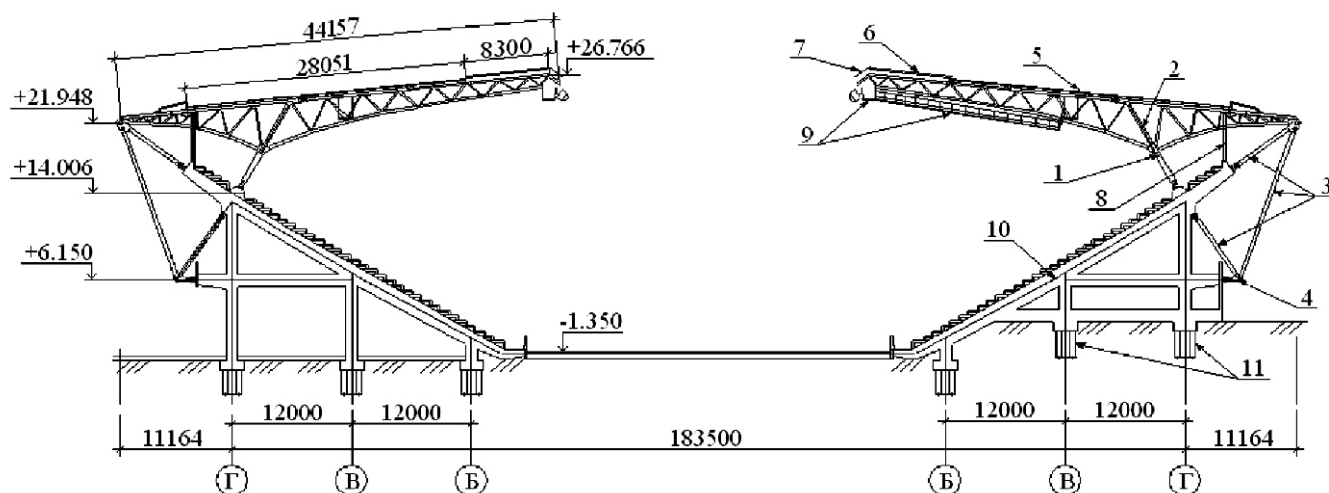


Рис. 12. Поперечний переріз стадіону:

1 – опорні стійки; 2 – підкроквяні ферми; 3 – система розпірок і відтяжок; 4 – шарнірний балансир; 5 – покрівля по профільованому настилу; 6 – світлопрозоре покриття з полікарбонату; 7 – фронтон; 8 – захисний екран; 9 – технологічні мостики; 10 – несучі поперечні залізобетонні рами трибун; 11 – палева основа

Генеральний підряд на будівництво стадіону отримала німецька будівельна компанія «Hochtief Aktiengesellschaft». Генеральним проектувальником стадіону було АПТБ «Ю. Серьогін», а проектування металевих конструкцій навісу-козирка над трибунами виконав інститут «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського».

Запроектовані одноярусними трибуни стадіону розраховані на 31 тис. глядачів. Конструктивно вони виконані зі залізобетонної рамної системи і мають 41 глядацький ряд (рис. 12). Із західного боку трибун вбудований VIP-корпус на 1062 місця і передбачені інші зручності для VIP-відвідувачів. Основними несучими елементами трибун є поперечні залізобетонні двоповерхові і двопрогонові рами з похилим ригелем і консолями, розташовані з кроком 10,2–10,7 м. Між поперечними рамами встановлено 2134 прогонові складчасті залізобетонні елементи різного контуру в плані, на яких безпосередньо розміщені місця для глядачів.

Одним із найбільш відповідальних і складних елементів стадіону є консольний навіс-козирок над трибунами, винос якого досягає 30 м, а площа – 22000 м². Покриття такого масштабу відносяться до розряду унікальних просторових систем і виконуються, як правило, з легких металевих конструкцій. У даному випадку була застосована консольно-фермова конструктивна схема, яка вдало поєднує архітектурно-естетичні і експлуатаційні властивості.

Конструктивне рішення. Несучий каркас консольного навісу-козирка вирішений у вигляді системи двоконсольних гратчастих ферм, розташованих по периметру стадіону з кроком 10,2–10,7 м, що відповідає кроку рам залізобетонних конструкцій трибун (рис. 12). Між фермами з кроком 3,0–3,6 м встановлена регулярна система гратчастих прогонов, на яку укладається покрівельне покриття. Двоконсольні ферми запроектовані плоскими, змінної висоти з трубчастих профілів. Їх нижній пояс прийнятий криволінійним, таким, що практично повторює контур епюри розподілу згинальних моментів. Кожна ферма має опору в межах трибун для зменшення консольного виносу навісу, продовжується своєю хвостовою консольною частиною за їх зовнішній контур і на виносі 17,15 м від опори прикріплюється хвостовиком до поперечних залізобетонних рам системою розпірок і відтяжок для утримання передньої консольної частини. Опорні стійки ферм розташовані у верхніх зонах трибун і виконані похилими у бік переднього звису (рис. 13).

Ферми спираються на залізобетонні конструкції трибун (за допомогою розрідженої сітки колон) і на підкроквяні ферми. Для передачі на поперечні залізобетонні рами зусиль розпору від хвостовиків ферм у місцях розташування опорних стійок влаштовані похилі розподільні ферми, за компонуванням аналогічні підкроквяним. Вказана комбінована система підкроквя-



Рис. 13. Опорні стійки ферм

них і розподільних ферм прийнята для виключення дисбалансу опорних зусиль (величини яких досягають 390 тс), що передаються від навісу на залізобетонні конструкції трибун. Для унеможливлення перекидання навісу всі хвостовики ферм прикріплені до поперечних залізобетонних рам трибун відтяжками, які закріплені в них на рівні обхідних майданчиків на відмітці +6,150 м за допомогою балансирних систем, що коливаються (рис. 14).

Оскільки несучі ферми розташовані з кроком 10,2–10,7 м, то прогони між ними прийняті у вигляді ажурних гратчастих ферм, верхній пояс яких має прямолінійний, а нижній – арковий контур. При цьому опорні кінці арок прикріплені до вузлів нижнього поясу несучих ферм, а самі арки із стрілою підйому, що поступово збільшується, створюють оригінальний зоровий образ внутрішнього інтер'єру.

Покрівельне покриття навісу прийняте багат шаровим і складається з несучого профільованого настилу, шару звукоізоляції із звукопоглинальних матів на основі мінерального волокна і верхньої плоскої фальцьованої крівлі з оцинкованого і пофарбованого сталевго листа.

У крайній частині консольного навісу-козирка від внутрішньої кромки по всьому його периметру на ширину 8,3 м передбачена світлопрозора зона з полікарбонатних листів системи «Макролон» завтовшки 16 мм.

Усі конструктивні елементи навісу максимально уніфіковані за типорозмірами і видами профілів прокату. Несучі ферми виконані з суцільнотягнутих труб діаметром до 300 мм із товщиною стінки до 16 мм. З'єднання елементів ферм прийняті переважно безфасонними, що забезпечує високі експлуатаційні і естетичні властивості конструкцій.

Виготовлення і монтаж металокопструкцій. При проектуванні консольного навісу-козирка особлива увага приділялась технологічності виготовлення металокопструкцій із максимальним виключенням зварювання під час монтажу, оскільки при металоємності навісу 1300 т і загальній довжині всіх ферм 2700 м протяжність монтажних швів могла б вилитися в кілометри. Тому всі

з'єднання конструктивних елементів виконані за допомогою шкворневих шарнірів (75 % з яких знаходяться у вузлах між відтяжками і балансирами, а 25 % – між іншими елементами) для розтягнутих, а опорних фланців – для стиснутих стиків. Шкворневі шарніри виконані у вигляді сережок, які заходять одна в одну, об'єднаних одним великим пальцем – шкворнем. Застосоване рішення значно спростило і прискорило будівельні роботи, оскільки для монтажу всіх металокопструкцій навісу було використано всього біля 500 шкворнів загальною вагою 31 т, виготовлених із кругляку діаметром 130, 170 і 200 мм.



Рис. 14. Система закріплення несучих ферм

Металоконструкції навісу виготовлені ВАТ «Дніпропетровський завод металоконструкцій ім. І.В. Бабушкіна». Оскільки несучі ферми і прогони консольного навісу-козирка запроектовані з криволінійними поясами, то необхідно було виконати вигин труб діаметром до 300 мм із товщиною стінки до 16 мм. Високу точність виготовлення елементів та їх монтажну сумісність забезпечило використання геометричних параметрів елементів та кондукторів спеціального 300-тонного преса.

Монтаж металоконструкцій навісу був виконаний ВАТ «Дніпростальконструкція». Оскільки всі проектні рішення навісу враховували максимальне виключення зварювання при монтажі і забезпечували можливість монтажу укрупненими блоками, на складання, наприклад, одного балансирного шарніра з установленням трьох шкворнів, розрахованих на сприйняття зусиль до 150 тс, витрачалось 15–20 хвилин. При цьому автоматично забезпечувалася висока точність геометричного положення елементів за рахунок дотримання заданих допусків при їх заводському виготовленні. Застосування шкворнів у вузлових з'єднаннях дозволило виконати простий навісний монтаж ферм, кількість яких вимірювалася сотнями.

Розрахунок конструкцій і результати аеродинамічних випробувань. Розрахунок конструкцій стадіону виконувався з використанням програмно-обчислювального комплексу «SCAD». При цьому консольний навіс-козирок був виділений в окремий конструктив, установлений на основу, що не деформується (трибуни). Розрахункова схема навісу досить точно відображала його просторову конструктивну схему і включала блоки між температурно-деформаційними

швами, влаштованими в кутових зонах трибун по стиках між їх прямолінійними і криволінійними ділянками.

Особлива увага приділялась навантаженням і визначенню їхніх розрахункових сполучень. Оскільки об'єкт проектувався напередодні введення в дію нових будівельних норм [1], що знаходились у процесі затвердження Мінбудом України, то для визначення величин снігових навантажень на майданчику будівництва в Гідрометцентрі України були запитані статистичні дані за 50-річний період спостережень. На підставі цих даних для розрахунку були призначені величини нормативних снігових навантажень із повторюваністю 1 раз в 100 років, які виявилися майже в 2 рази вищими за приведені у нормах [4] і повністю кореспондувалися з тими, що набули чинності з 01.01.2007 р. [1].

Норми [4], які діяли на момент проектування, не дозволяли визначити реальний розподіл вітрового тиску по поверхні навісу у зв'язку з його нетривіальною геометричною схемою, що потребувало проведення аеродинамічних досліджень. Отримані експериментальні дані щодо вітрового тиску на навіс виявилися значно меншими, ніж рекомендовані в [4] для подібних споруд. Цьому сприяло вдало вибрана форма навісу-козирка з ухилами близько 6° . Позитивні величини тиску вітру на навіс виявилися тільки в малих зонах і лише при деяких напрямках вітру. Необхідно зазначити, що такий сприятливий розподіл вітрового тиску спостерігався тільки тоді, коли між верхніми рядами трибун і навісом влаштовувався на всю висоту екран, який перешкоджав наскрізному плину повітря під навісом. При цьому зниження величин вітрових навантажень досягало півтора раза.

[1] ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 58 с.

[2] ДБН В.1.1-12:2006 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво в сейсмічних районах України. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 84 с.

[3] СНиП II-23-81 * Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.

[4] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

Надійшла 17.06.2008 р.

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ КРИТИХ СКЛАДІВ ТЕРМІНАЛА З ПЕРЕВАНТАЖУВАННЯ ТЕХНІЧНОЇ СІРКИ В МОРСЬКОМУ ПОРТУ «УСТЬ-ЛУГА»

Відповідно до Федеральної цільової програми з модернізації транспортної системи Росії і розпорядження Уряду Російської Федерації від 05.09.02 р. № 1233-р «Про будівництво комбінованого багатоцільового вантажопасажирського автомобільно-залізнично-поромного комплексу Усть-Луга – Балтійськ – порти Німеччини» у м. Усть-Луга, що розташоване поблизу м. Санкт-Петербурга, прискореними темпами ведеться будівництво унікального морського торгового порту. Комплекс порту включає термінали вантажів загального призначення (контейнерний), нафтовий, вугільний і сірчаний, кожний із яких є значною спорудою, а також усю портову та припортову інфраструктуру.

Проект торгового порту розроблений провідними проектними організаціями Росії і країн СНД. Інститутом «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» розроблена робоча документація металоконструкцій комплексу будівель і споруд термінала перевантажування технічної сірки, здатного приймати судна водотоннажністю до 70000 т із пропускною спроможністю до 10 млн. т сірки в рік (рис. 1).

Термінал розрахований на роботу одночасно з чотирма видами вантажів із збереженням їхніх якісних характеристик завдяки викорис-



В.Л. Пасечнюк

головний інженер
БАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»



М.М. Пальчик

головний інженер проекту
БАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

танням сучасного високотехнологічного обладнання німецької фірми «Тіссен Груп» і Санкт-Петербурзького заводу ім. Кірова.

До комплексу термінала включені будівлі двох критих складів, однакових за габаритами і призначенням, двох станцій розвантаження вагонів, п'яти перевантажувальних станцій, причальної галереї і шести навантажувально-розвантажувальних галерей.

Інститутом була запропонована конструкція каркаса критих складів із застосуванням рам гратчастого перерізу, що включають елементи круглих труб із безфасонним примиканням грат до поясів, яка виявилася менш металомісткою і більш довговічною, ніж розроблена інститутом «ЛенморНІІпроект» конструкція каркаса з рам двотаврового перерізу. Оскільки основні технологічні будівлі термінала – два криті склади зберігання гранульованої сірки – подібні один до одного, розглядається тільки один із них.

Прийнята форма поперечного перерізу складу обумовлена технологічними вимогами зберігання гранульованої сірки

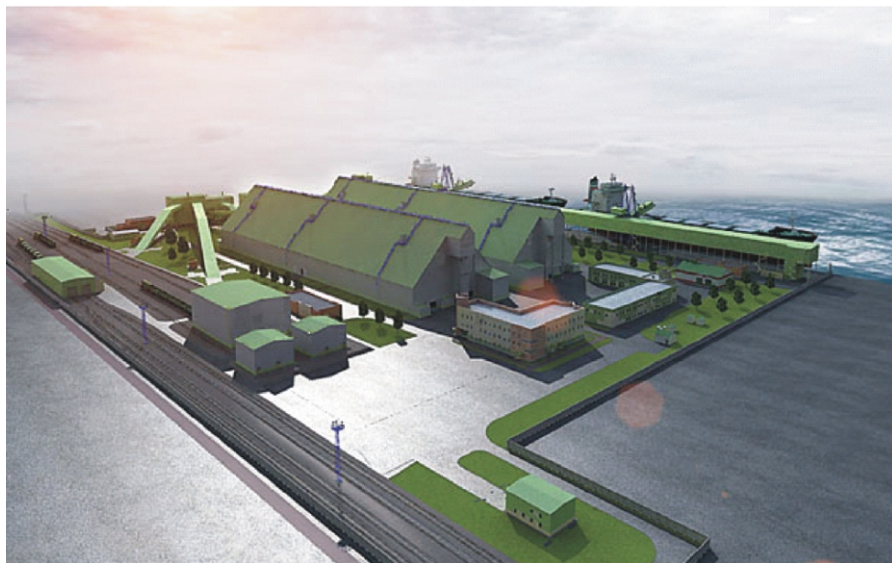


Рис. 1. Загальний вигляд термінала перевантажування технічної сірки

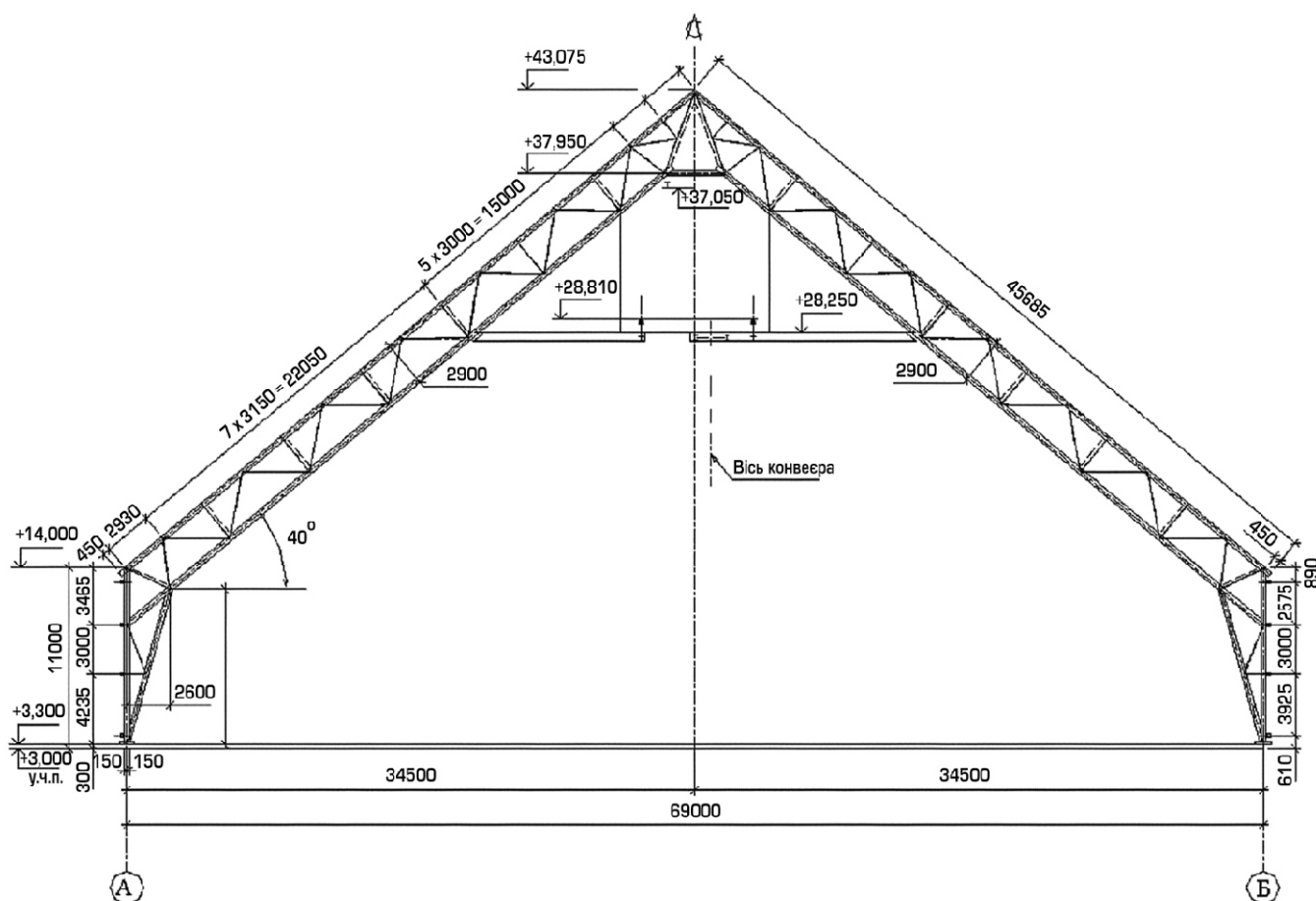


Рис. 2. Поперечний переріз складу зберігання гранульованої сірки

(рис. 2). Критий склад зберігання гранульованої сірки з габаритами у плані 247,25 × 69,0 м і заввишки в гребені 43,075 м складається з двох однакових температурних секцій, а його несучий каркас є системою поперечних крутопохилих жорстких гратчастих рам, які шарнірно спираються на фундаменти. Просторова жорсткість каркаса складу забезпечується використанням вертикальних в'язів між стійками рам, а також системою горизонтальних і вертикальних в'язів у покритті кожної температурної секції.



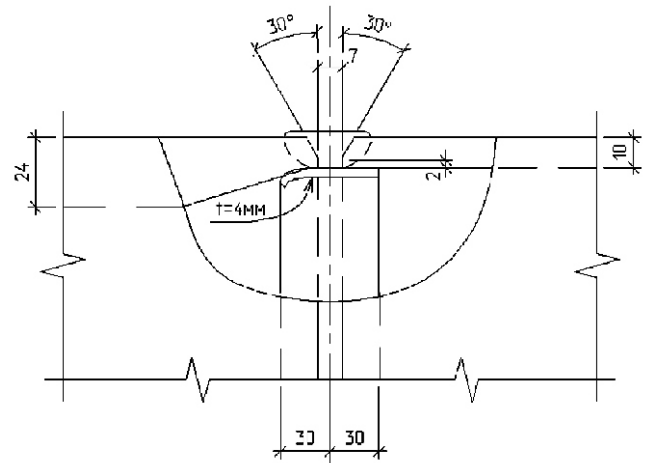
Рис. 3. Безфасонний вузол поперечних гратчастих рам складу

Крок рам складає 7,5 м і прийнятий за результатами оптимізаційного розрахунку з метою зменшення металомісткості каркаса. Кожна гратчаста рама виконана у вигляді ферми заввишки 2,60 м із паралельними поясами, ламаними по контуру поперечного перерізу складу. Розпір поперечної рами, що виникає від дії постійних, технологічних і кліматичних навантажень, сприймається спеціальними упорами з подальшою його передачею на фундамент. Перерізи елементів поперечних рам прийняті з круглих гарячедеформованих труб із безфасонним примиканням елементів грат рам до поясів (рис. 3).

При проектуванні конструкцій значна увага приділялась методам їхнього виготовлення (забезпечення високої точності виготовлення і максимальної заводської готовності) і монтажу з метою скорочення його термінів. Для цього поперечні рами, по-перше, були розбиті по довжині на максимально можливі марки і, по-друге,



а

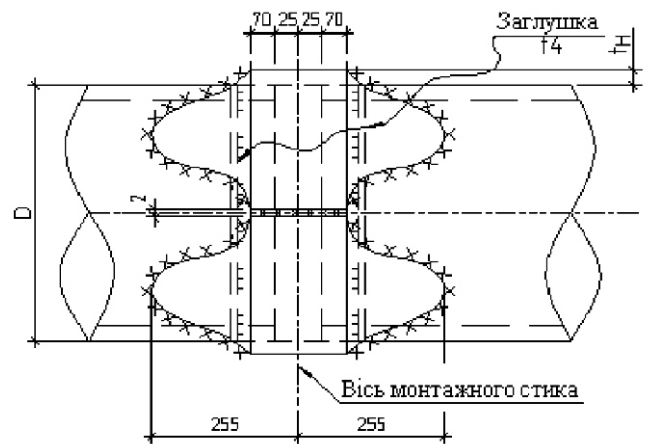


б

Рис. 4. Стик трубчастих елементів на підкладному кільці:
а – загальний вигляд; б – принципова схема



а



б

Рис. 5. Стик трубчастих елементів із накладками у вигляді фігурних муфт:
а – загальний вигляд; б – принципова схема



Рис. 6. Контрольне складання поперечної рами каркаса



Рис. 7. Монтаж каркаса складу

було передбачено стикування трубчастих елементів на монтажі зварюванням поясів устик із застосуванням підкладних кілець, що залишалися, завтовшки 3–4 мм із товстолистової вуглецевої сталі звичайної якості за ГОСТ 380-94 (рис. 4). Причому підкладка має відгин для забезпечення збирання всього стику і підгону трубчастих елементів, а сам стик виконується з повним проваром із подальшим зняттям посилення урівень.

Для монтажних з'єднань також передбачена конструкція стику з накладками у вигляді фігурних муфт (рис. 5), які були запроєктовані з двома вирізами по периметру муфти, а при великих діаметрах – із чотирма (чотирипелюсткові муфти). Відстань між трубчастими елементами, що стикуються за допомогою муфт, складає не менше ніж 30 мм, що спрощує монтажне складання конструкцій.

По всій довжині складу на рівні +28,450 м запроєктований технологічний майданчик для транспортера подачі сірки і крана перевантажувача, виконаний у вигляді системи горизонтальних балок двотаврового перерізу, підвішеної до поперечної рами складу. Також запроєктовані всі необхідні монорельси для обслуговування обладнання, ремонтні і перехідні майданчики та сходи, зовнішні пожежні та евакуаційні сходи.

Броварським заводом металоконструкцій, який входить до складу ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», було виготовлено і поставлено у м. Усть-Луга 1950 т металоконструкцій критих складів для зберігання гранульованої сірки.

Для їх виготовлення застосовувалось високо-технологічне металообробне обладнання, зокрема машина термічної (плазмової і газокисневої) різки і зварювання труб TUBOSEK RM 631 C-5T, яка дозволила зменшити відходи при різанні труб у межах 15–20 % у порівнянні з машинами типу УФВТ-2.

Необхідна якість трубчастих конструкцій була забезпечена завдяки спеціально проведеним підготовці виробництва, організації складання і зварювання в кондукторах і на стендах, контрольному складанню поперечних рам (рис. 6). Зварювально-складальні роботи виконувались за участі фахівців ІЕЗ ім. Є.О. Патона.

У даний час виконується укрупнювальне складання і монтаж металоконструкцій складу терміналу перевантаження технічної сірки на будівельному майданчику в м. Усть-Луга відповідно до проектною документації (рис. 7).

Конструктивне рішення каркаса критого складу гранульованої сірки було прийняте з урахуванням накопиченого інститутом «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» досвіду проектування, який свідчить, що застосування трубчастих конструкцій (замість традиційних профілів відкритого перерізу) знижує металомісткість каркаса на 15–20 % і є доцільним в умовах агресивного середовища, оскільки трубам властива підвищена корозійна стійкість, обумовлена меншою поверхнею, що піддається корозії (за умови герметизації внутрішньої порожнини), кращою обтічністю і доступністю для очищення і фарбування. Одночасно підвищується довговічність конструкції в цілому і знижуються витрати при її експлуатації.

Надійшла 29.04.2008 р.

ДО УВАГИ ПРОЕКТУВАЛЬНИКІВ !

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» розроблені та пропонуються:



ДБН В.1.2-2:2006
НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ
Норми проектування



ДСТУ Б В.1.2-3:2006
ПРОГНИ І ПЕРЕМІЩЕННЯ
Вимоги проектування

Чинні з 1 січня 2007 року

Документи можна придбати
у ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (пр. Визволителів, 1).
Контактний телефон (044) 543-97-40

УДК 539.3

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОМБИНИРОВАННЫХ ОБОЛОЧЕЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Разработана методика решения задач оптимизации формы и структуры комбинированных механических систем на основе комплексных исследований процессов нелинейного деформирования и формоизменения пространственных конструкций. Рассмотрены примеры расчета реальных сильнонелинейных конструкций с учётом развития зон локальных упругопластических деформаций.

The method of determines optimum parameters of shape and structure for combined mechanical systems has been developed. This method is based on the complex researchers of process nonlinear strain and loss of the initial shape in spatial constructions. The examples of calculation of real heavyvtyionlinear constructions were considered with taking into account local zone of elastic-plastic strains.

Ключевые слова: оптимизация формы, оптимальное проектирование, тонкостенные конструкции, метод конечных элементов, большие перемещения, упругопластические деформации, интенсивность напряжений, тензор-девиатор напряжений.

Тонкостенные пространственные конструкции широко используются в судо- и авиастроении, различных транспортных средствах, при строительстве нефте- и газопроводов больших диаметров с высоким избыточным давлением. В элементах этих конструкций наблюдаются концентрации напряжений и развитие зон локальных пластических деформаций, когда перемещения превышают толщину гибкой тонкой оболочки. Последнее обуславливает постановку задачи с учетом геометрической и физической нелинейности. Облегченные комбинированные механические системы, будучи мгновенно изменяющимися в начальной стадии нагружения, имеют более высокую чувствительность к изменению основных параметров проектирования, существенно влияющих на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции. К таким обобщенным параметрам проектирования относятся: параметры начальной формы оболочки, а также жесткость и структура стабилизирующих и опорных элементов.

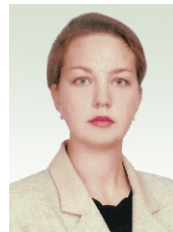
Для решения задач оптимального проектирования указанных механических систем разработан единый подход, сочетающий прочностной расчёт и оптимизацию формы и структуры проектируемых оболочечных конструкций, на основе комплексных исследований процессов их нелинейного деформирования и формоизменения с учетом больших перемещений и упругопластических деформаций, а также эволюции изменения физико-механических свойств. На основе разработанной методики выполнена численная реализация исследования НДС рассматриваемого класса сооружений с использованием метода конечных элементов (МКЭ) [1, 2, 3]. Основные соотношения МКЭ получены исходя из первого принципа виртуальной работы, который может быть представлен в общих кри-



В.К. Цыхановский
профессор кафедры реконструкции аэропортов и автодорог Национального авиационного университета, д.т.н., профессор



С.М. Козловец
доцент кафедры реконструкции аэропортов и автодорог Национального авиационного университета, к.т.н.



Н.А. Костыра
ассистентка кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета

волинейных координатах с использованием соотношений нелинейной теории упругости и теории пластического течения [2]:

$$\int_V \hat{\sigma}^{(e,p)} : \hat{\epsilon} dv - \int_V \hat{u} \cdot \hat{u} dv - \int_S \hat{p} \cdot \hat{u} dv - \int_S \hat{q} \cdot \hat{u} ds = 0, \quad (1)$$

где $\hat{\sigma}$ – второй тензор начальных напряжений Пиола-Кирхгоффа; $\hat{\epsilon}$ – тензор приращений конечных деформаций Коши-Грина; $\hat{u}, \hat{\ddot{u}}$ – векторы приращений перемещений и ускорений; $\hat{p}, \hat{q}$ – обобщенные векторы объёмных и поверхностных сил; $\hat{\sigma}^{(e,p)}$ – тензор упругостей в запредельном состоянии деформированной элементарной области с учётом влияния пластических деформаций.

В процессе нелинейного деформирования тонкой оболочки развитие пластических деформаций осуществляется в соответствии с критерием текучести Треска-Мизеса, постепенно от нейтрального состояния к запредельному в локальной дискретной области с пластическим течением. Критерий текучести в девятимерном пространстве тензор-девиатора напряжений принят как частный случай постулата устойчивости Друккера-Прагера [4, 5] и используется для изотропного тела с упрочнением на основе ассоциированного закона пластического течения:

$$f = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) \cos^2 \frac{2}{5} ;$$

$$\frac{1}{3} \arcsin \sqrt{6} \frac{I_1(\hat{S}^3)}{I_1^{3/2}(\hat{S}^2)} , \quad (2)$$

где $\hat{S}$ – тензор-девиатор функции напряжений; $I_1(\hat{S}^2), I_1(\hat{S}^3)$ – первый инвариант соответственно квадрата и куба тензор-девиатора; μ – параметр Лоде, являющийся обратной тригонометрической функцией от второго и третьего инвариантов тензора $\hat{S}$; σ_s – интенсивность напряжений материала оболочечной конструкции.

С использованием ассоциированного закона пластического течения получены соотношения уравнения состояния в запредельном состоянии при развитии упругопластических деформаций [2]:

$$\begin{aligned} & \hat{C}_4^{(e,p)}; \quad \hat{C}_4^{(e,p)} \hat{C}_4^{(e)} \hat{n}\hat{n}; \\ & \hat{n} \hat{C}_4^{(e)} \hat{f}_{\hat{S}}; \quad (\hat{n} \hat{f}_{\hat{S}}), \end{aligned} \quad (3)$$

где $\hat{f}_{,\hat{s}}$ – производная скалярной функции по тензорному аргументу.

Выполненные исследования показали, что при нелинейном деформировании гибких оболочек учёт третьего инварианта тензор-девиатора $\hat{S}$ через параметр Лоде даёт уточненные результаты в части определения области локальных зон развития пластических деформаций. В соотношении для $\hat{f}, \hat{s}$ в запредельном состоянии получено уточненное выражение, содержащее квадратную степень тензор-девиатора $\hat{S}^2$:

$$\hat{f}_{,\hat{s}} = \frac{f(\hat{S})}{\hat{S}} - \hat{f}_{,\hat{s}} = \frac{\hat{S}}{\hat{S}^2}, \quad (4)$$

где $3 \cos^2 \frac{3\sqrt{3} \sin 2 I_1(\hat{S}^3)}{\sqrt{2} [I_1^{3/2}(\hat{S}^2) \sqrt{6} I_1(\hat{S}^3)]}$;

$$\frac{3\sqrt{3}I_1(\hat{S}^2)\sin 2}{\sqrt{2}[I_1^{3/2}(\hat{S}^2) - \sqrt{6}I_1(\hat{S}^3)]} . \quad (5)$$

С использованием (5) имеем:

$$\hat{n} = 2 \left(\hat{S}^2 - \frac{1}{2} \right);$$

$$\{h = 2 \left[\frac{1}{2} I_1(\hat{S}^2) - \frac{1}{2} \hat{S}^2 - \frac{1}{2} I_1(\hat{S}^4) \right] \}^{-1}, \quad (6)$$

где $h = h(\sigma)$ – функция упрочнения; σ_0 – параметр пластичности Олдриджа.

На основе исходных соотношений (1)...(6) и особенностей моментной схемы конечных элементов (МСКЭ) [1] получены соотношения МКЭ для универсального пространственного оболочечного конечного элемента (КЭ) с 24-мя степенями свободы, что соответствует восьми узлам КЭ с тремя независимыми перемещениями или четырем узлами на срединной поверхности КЭ с шестью обобщенными перемещениями. В качестве неизвестных дискретной конечно-элементной модели выступают обобщенные узловые перемещения КЭ в глобальной системе координат $OZ^1 Z^2 Z^3$ [2]. Перемещения точек и координат в пределах пространства $r^{(e)}$ КЭ изменяются в соответствии с полилинейными аппроксимирующими функциями местных криволинейных лагранжевых координат x^1, x^2, x^3 :

$$u^i_{S_1 \dots S_{l-1} S_l} u^i_{S_1 S_2 S_3} S_{(l)} x^{(l)} = \frac{1}{2}, \quad (7)$$

где $\frac{1}{2} x^{(\cdot)} \frac{1}{2}; S_{(\cdot)} \frac{1}{1}$ – условные лагран-
жевые координаты; $u_{s_1 s_2 s_3}^i$ – узловые переме-
щения КЭ.

В соответствии с процедурой МСКЭ функции деформаций и напряжений раскладываются в ряд Маклорена в центре КЭ. Функции деформаций в деформированном состоянии сводятся к функциям тензор-градиентов вектора перемещений:

$$\begin{aligned}
& i \, u_j(x_{(e)}^{i(j)}) \quad ij \quad ij,k \left| \begin{array}{c} x^k \quad (kk) \\ (ij) \end{array} \right|_{(0)} \quad ij,ks \, x^k x^S \quad \begin{array}{c} (sksk) \\ (sijj) \end{array}; \\
& ij \quad N^{ij} \, M_{jk}^{ij} \left| \begin{array}{c} x^k \quad (kk) \\ (ij) \end{array} \right|_{(0)} \, M_{ks}^{ij} \left| \begin{array}{c} x^k x^S \quad (sksk) \\ (sijj) \end{array} \right|_{(0)}, \quad (8)
\end{aligned}$$

где $k_{ij}^S = \begin{cases} k_i^S & \text{при } i = j \\ 0 & \text{при } i \neq j \end{cases}$;

$$N^{ij} \left. \frac{\partial^2}{\partial x^i \partial x^j} \right|_{(0)}; M_k^{ij} \left. \frac{\partial^2}{\partial x^k \partial x^i \partial x^j} \right|_{(0)}; M_{kS}^{ij} \left. \frac{\partial^2}{\partial x^k \partial x^S \partial x^i \partial x^j} \right|_{(0)}.$$

На основе вариационного уравнения (1) для пространственного оболочечного КЭ после интегрирования получим:

$$U_{(e)} = R_{P_1 P_2 P_3}^t u_{P_1 P_2 P_3}^E, \quad (9)$$

где $R_{P_1 P_2 P_3}^t$ – коэффициенты нелинейной матрицы реакций КЭ;

$$R_{P_1 P_2 P_3}^t = \sqrt{G} \frac{1}{4} N^{ij} z_{,j}^i P_i - \frac{1}{24} M_{k,j}^{ij} z_{,j}^i P_i P_k - \frac{1}{144} M_{st}^{ij} z_{,js}^i P_t^{(t)} \quad (10)$$

$$\sqrt{G} \frac{v_{(e)} - \text{объем КЭ}}{(z^t - 1/2u^t)}; z_{,js}^i = \frac{z^t - 1/2u^t}{x^j x^s}.$$

Систему нелинейных уравнений равновесия конечно-элементной модели получим из выражения полной потенциальной энергии

$$\sum_{N=1}^M R_N^t - Q_N^t - u_i^N = 0; N=1, 2, \dots, M, \quad (11)$$

где M – число узлов дискретной модели.

Вследствие независимости допускаемых связями вариаций перемещений получим систему нелинейных уравнений равновесия конечно-элементной модели

$$\sum_{N=1}^M R_N^t - Q_N^t = 0. \quad (12)$$

Для решения системы нелинейных уравнений (12) используется специальный алгоритм, который построен на комбинации методов продолжения по параметру возмущения и Ньютона-Канторовича, а также продолжения по развитию пластических деформаций по методу Ньютона. Рекуррентную формулу итерационного процесса квазистатической задачи в соответствии с формулой $h(u, t) = 0; t \in [0, 1]$ на шаге по времени $t = t_n$ можно представить в виде

$$[K_{(GL)}^N] \{u_{i-1}^{n+1}\}_{(L)} - \{Q(u_i^n)\}_{(G)} - \{R(u_i^n)\}_{(G)}, \quad (13)$$

$$\{u_{i-1}^{n+1}\} - \{u_i^{n+1}\} - \{u_{i-1}^{n+1}\},$$

где $[K_{(GL)}^{(n)}]$ – линеаризованная матрица жесткости конечно-элементной модели.

Критерием завершения итерационного процесса (13) есть снижение нормы вектора невязки $\{r(u_i^{n+1})\} - \{Q(u_i^{n+1})\} - \{R(u_i^{n+1})\}$ до заданной малой величины $(r^{i,k}, r^{i,k})$.

Для установления достоверности получаемых численных решений задач упругопластического деформирования тонких гибких оболочек с использованием критерия текучести (2) решено ряд тестовых задач, имеющих аналити-

ческое решение или решение, полученное другими авторами. В качестве тестовой задачи рассмотрено растяжение стальной прямоугольной пластинки единичной толщины с симметричными прямоугольными вырезами при воздействии равномерно распределенного нагружения по краям пластинки. Решение этой задачи было получено в [8], при этом исследования проводились для трёх вариантов нагружения с интенсивностями $P = 22, 25, 30 \text{ кН/см}^2$. В полученном численном решении по МСКЭ выполнен анализ развития зон распространения пластических деформаций, т.е. определены границы областей упругих и пластических деформаций при трёх вариантах нагружения, а также приведен анализ влияния пластических деформаций на характер распределения внутренних усилий. Результаты, представленные на рис. 1, 2, свидетельствуют, что решения, полученные по предлагаемой методике, хорошо согласуются с решениями [8]. Сравнительные анализы решений других тестовых и контрольных задач также свидетельствуют о достоверности получаемых результатов на основе предлагаемого варианта разработанной методики нелинейного упругопластического деформирования гибких оболочечных систем с использованием уточнённого критерия текучести (2).

Исследовано напряженно-деформированное состояние конструкций компенсаторов магистральных газопроводов большого диаметра с высоким избыточным давлением 7,5 МПа. Рассмотрена наиболее распространенная конструкция трубчатого компенсатора для трубопроводов большого диаметра, принципиальная схема которого и схема нагружения от внутреннего избыточного давления и одностороннего осевого смещения магистральной трубы представлены на рис. 3. Расчетная схема трубчатого компенсатора при диаметре трубы 1220 – 18 мм и

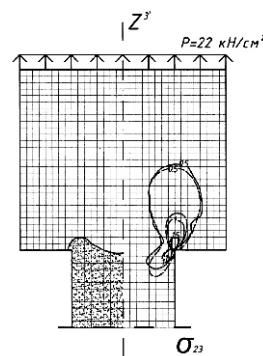


Рис. 1. Области упругопластических деформаций и изолинии напряжений

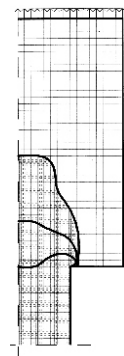


Рис. 2. Области пластических деформаций при интенсивности внешнего воздействия $P = 30 \text{ кН/см}^2$

диаметре разрезной торообразной оболочки 500 мм представлена на рис. 4. При этом рассматривается 1/4 часть торообразной оболочки – компенсатор с технологической щелью $s = 20$ мм, $r_b = 6$ см. Оболочка компенсатора на нижней кромке щели жёстко закреплена, а вторая симметричная кромка имеет одну степень свободы по z^1 (см. рис. 4).

По этому направлению на все точки верхней кромки наложены упругоподатливые связи, моделирующие смещение трубы на участке 200 м с температурным перепадом 20 °С, а именно: $s(t_2 - t_1)l_0 = 0,000012 \cdot 20 \cdot 20000 = 4,8$ см, что соответствует жёсткости единичных упругоподатливых связей 235 кг/см³. Результаты расчета развития области упругопластических деформаций представлены на рис. 4 с пометкой символом «Х» КЭ, группирующихся симметрично в окрестности линии нулевой кривизны поверхности тора. При этом полученная интенсивность значений девиаторных напряжений несколько превышает предел текучести стали повышенной прочности С 52/40 с учётом упрочнения. Величины напряжений запредельного состояния в локальных зонах пластических деформаций не снижают прочность и надёжность конструкции компенсатора.

Представлены результаты оптимизации формы и структуры, а также прочностного расчета большепролетного облегчённого покрытия с размерами в плане 145 × 85 м без наличия промежуточных опорных конструкций (рис. 5).

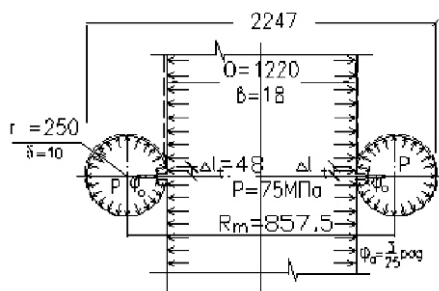


Рис. 3.
Схема нагружения
трубчатого
компенсатора

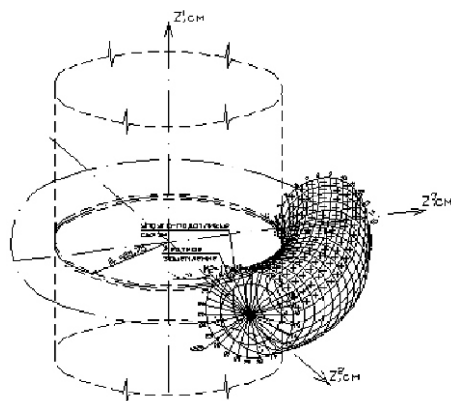


Рис. 4.
Расчетная схема
трубчатого
компенсатора

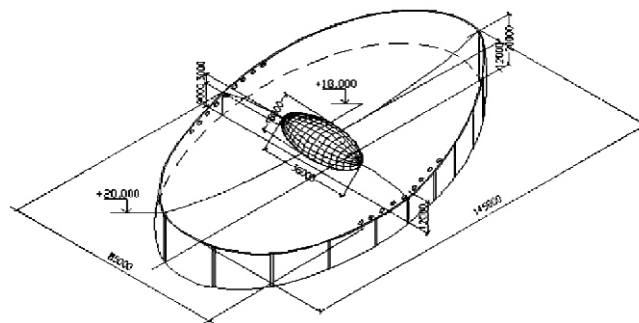


Рис. 5. Общий вид покрытия

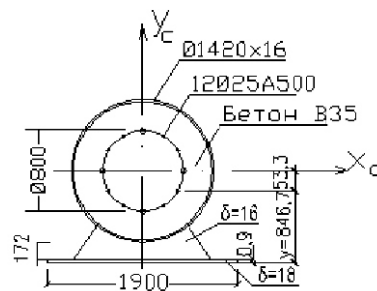


Рис. 6.
Конструкция
трубобетонного
контура

Конструкция покрытия представляет собой тонколистовую комбинированную оболочку двоякой гауссовой кривизны с центральным верхним освещением в виде овального фонаря из облегченных арочных ферм размерами в плане 36 × 18 м. Несущий каркас, на который опирается тонколистовая оболочка, включает наружный трубобетонный контур, внутреннее овальное кольцо из прокатных профилей, арочный стабилизирующий элемент, а также упругоподатливые связи внутреннего кольца за счёт устройства непрерывной постели под тонколистовую оболочку, образованную нитями из полосовой стали в продольном направлении с шагом 3–5 м.

Наружный контур имеет овальную форму в плане и описывается плавной ниспадающей кривой в вертикальной цилиндрической поверхности по периметру овала. Трубобетонный контур выполнен из отдельных криволинейных вальцованных труб диаметром 1420 × 16 мм (рис. 6).

Расчётная схема покрытия, учитывающая две плоскости симметрии конструкции и схемы нагружения, показана на рис. 7. Форма поверхности оболочки описывается уравнением гиперболического параболоида с ограничением по периметру вертикальной поверхностью цилиндров овальной формы по контуру и внутреннему кольцу в соответствии с формулами

$$z = \frac{x^2}{2p} - \frac{y^2}{2q}; \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1 \text{ (по контуру);}$$

$$\frac{x^2}{a_{(1)}^2} - \frac{y^2}{b_{(1)}^2} = 1 \text{ (по кольцу).} \quad (14)$$

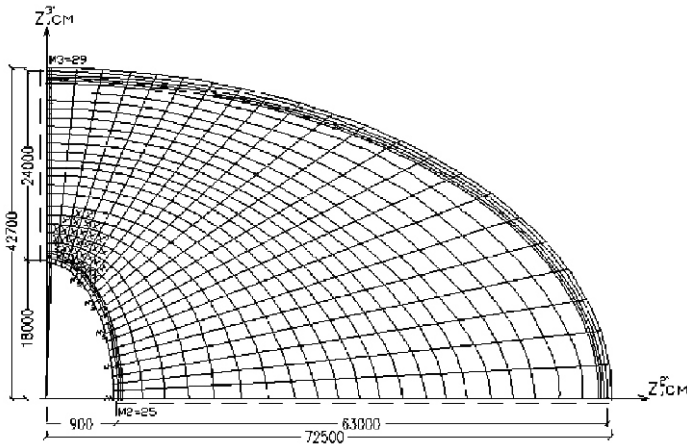


Рис. 7. Расчетная схема покрытия

Уравнения реализованы в глобальной системе координат $OZ^1 Z^2 Z^3$ (см. рис. 7) с соблюдением соответствия $x \rightarrow z^2, y \rightarrow z^3, z \rightarrow z^1$. Параметры уравнений (14) p, q, a, b, a_1, b_1 используются в качестве параметров проектирования с параметрическими ограничениями в пределах норм, при ограничениях по прочности и локальной устойчивости по степени развития и величины пластических деформаций.

Оптимизация структуры каркаса включает варьирование параметрами жёсткости арочной фермы в сечении $OZ^1 Z^3$, обеспечивающей устойчивость наружного контура в поперечном направлении, жёсткости внутреннего кольца, а также кривизной оболочки в сечении при изменении параметра координаты точки B наружного кольца при пересечении с плоскостью $OZ^1 Z^3$. При этом координата Z_3 варьировалась в пределах от -8 м до -3 м. В пределах $Z_B^1 = -3 \dots -3,5$ м устойчивость поперечной арочной фермы и наружного кольца была обеспечена в пределах нормативных горизонтальных и вертикальных смещений точки u_B^1 .

На общем виде и расчётной схеме конструкции покрытия (см. рис. 5, 7) приведены значения параметров оптимального проекта, для которого выполнен прочностной расчёт с ограничениями по развитию упругопластических деформаций. При расчётных воздействиях от собственного веса и снегового нагружения [7] выполнен численный анализ НДС рассматриваемой оболочечной конструкции. Зоны распространения пластических деформаций показаны на дискретной модели расчётной схемы обозначением «X» в соответствующих КЭ. При этом зоны локальных пластических деформаций

концентрируются в $1/4$ периметра внутреннего кольца на глубину в направлении OZ^2 до восьми КЭ. Зоны пластических деформаций наблюдаются также в приконтурной зоне трубобетонного контура вдоль продольной оси на $1/3$ от поперечной плоскости симметрии. Величины пластических деформаций не превышают допустимых.

Величины локальных пластических деформаций наблюдаются в пределах нейтрального состояния функции поверхности нагружения и незначительно превышают расчетную интенсивность материала тонколистовой оболочки. Рассматриваемая конструкция имеет значительную кинематическую подвижность элементов каркаса, что обусловлено формоизменением каркаса и оболочки покрытия, так максимальные нормальные перемещения по первому направлению наблюдаются в узлах внутреннего кольца до $1,122$ м, максимальные тангенциальные – по второму направлению – в узлах наружного контура до $0,11$ м.

Результаты численного определения напряженного состояния элементов конструкции свидетельствуют о прочности и надёжности рассматриваемого варианта проекта большепролетного покрытия уникального гражданского сооружения.

- [1] Баженов В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Прикладная механика. – 2002. – Т. 38. – № 6. – С. 24–63.
- [2] Шимановский А.В., Цыхановский В.К. Теория и расчёт сильнонелинейных конструкций. – К.: Изд-во «Сталь», 2005. – 432 с.
- [3] Цыхановський В.К., Козловець С.М., Чабан Н.О. Оптимізація форми і структури комбінованої оболочкової системи // Прикладна геометрія та інженерна графіка. – 2007. – Вип. 77. – С. 51–62.
- [4] Теллес Д.К.Ф. Применение метода граничных элементов для решения неупругих задач. – М.: Стройиздат, 1987. – 160 с.
- [5] Прагер В. Введение в механику сплошных сред. – М.: ИЛ, 1963. – 312 с.
- [6] Баженов В.А., Цыхановський В.К., Кислюк В.М. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [7] ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 58 с.
- [8] Угодчиков А.Г., Коротких Ю.Г. Некоторые методы решения на ЭЦВМ физически нелинейных задач теории пластин и оболочек. – К.: Наукова думка, 1971. – 217 с.

Надійшла 01.10.2007 р.

ПРО КОНЦЕПЦІЮ ОПТИМАЛЬНОСТІ РІЗНИХ ТИПІВ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

Пропонується виконувати аналіз техніко-економічних показників різних типів каркасів (сталевих, залізобетонних та сталезалізобетонних) із урахуванням їх конструктивних особливостей, приведених витрат та рівня надійності.

Ключові слова: сталезалізобетон, каркас, приведені витрати, надійність, оптимізація.

Проблема вибору оптимальної конструктивної схеми будівель розглядалась у багатьох роботах, зокрема [1–11] та інших.

Питанням оптимізації різних типів конструкцій каркасів присвячені праці [12, 13], проблема оптимального проектування сталезалізобетонних конструкцій досліджувалась у роботах [14, 15].

У деяких дослідженнях оптимізація розглядалась як в загальному вигляді [16], так і з врахуванням імовірнісних аспектів роботи конструкцій [17, 18].

Проте на сьогодні відкритими залишаються питання аргументованого для замовника вибору типу несучих конструкцій каркаса промислових або громадських будівель. Для звичайних будівель (прогоном 6–24 м, висота поверху 3–18 м, кількість поверхів – до 16, крани – до 50 тс.; відсутність особливих вимог щодо корозійної, пожежної та вибухобезпечності) теоретично можливе застосування будь-якого типу сполучення несучих та огорожувальних конструкцій, а саме:

1. Сталевий каркас із легкими огорожувальними конструкціями з профнастилу, перекриття – просічений або рифлений настил.

2. Сталевий каркас із монолітним або збірним залізобетонним перекриттям та легкими огорожувальними конструкціями.

3. Сталевий каркас із залізобетонними перекриттями та залізобетонними огорожувальними конструкціями.

4. Сталезалізобетонний каркас із включенням (частковим або повним) в сумісну роботу залізобетону перекриття чи огорожувальних конструкцій із застосуванням профнастилу в якості незйомної опалубки.

5. Сталезалізобетонний каркас із застосуванням збірного залізобетону в якості незйомної опалубки і обетонуванням сталевих елементів каркаса.



О.В. Семко

професор кафедри конструкцій із металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор



О.П. Воскобійник

с.н.с. науково-дослідницької лабораторії з обстеження, паспортизації та реконструкції будівель і споруд при кафедрі залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, к.т.н.

6. Збірні залізобетонні конструкції.

7. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції.

8. Монолітні залізобетонні конструкції.

Не беремо до уваги унікальні або індивідуальні споруди, в яких вибір типу каркаса жорстко обумовлений тими чи іншими вимогами, а перейдемо до розробки передумов аналізу конструктивних систем, в яких можливе застосування будь-якого з перерахованих типів каркасів.

Наведений порядок перерахування типів каркасів практично відповідає ранжованому (зростаючому) ряду щодо часу виготовлення, а також загальної ваги каркаса (навантаження на фундаменти), крім типу 8, який дещо легший ніж типи 6, 7.

Автори виконували дослідження щодо ваги каркаса, приведеної на 1 м² корисної площі для сталевих та сталезалізобетонних каркасів (типи 1–5) [19], а також проаналізували такі показники надійності, як імовірність безвідмовної роботи елементів сталевих, залізобетонних та сталезалізобетонних каркасів [20, 21] залежно від відсотка армування та частки несучої здатності сталевих елементів до обетонування [22, 23].

На прикладі центрально-стиснутого елемента проаналізуємо ступінь впливу параметрів складових трубобетону на вартість одного метра конструкції, віднесену до одиниці несучої здатності. До таких параметрів відносяться вартість оболонки та ядра (а також її співвідношення), відсоток армування (відношення площі перерізу оболонки до площі ядра) та рівень початкової безвідмовності трубобетонного елемента, визначений попереднім імовірнісним розрахунком.

Приведена собівартість одного метра центрально-стиснутого трубобетонного елемента, віднесена до 1 кН його несучої здатності, визначається за формулою

$$C_{mb}^{np} = (C_{s,p} + C_{b,p}) / N_{mb}, \quad (1)$$

де $C_{s,p}$ – собівартість 1 м сталеві труби; $C_{b,p}$ – собівартість 1 м бетонного ядра; N_{mb} – розрахункова несуча здатність трубобетонного елемента.

Визначивши N_{mb} за методикою, запропонованою в [1], формулу (1) можна записати у такому виді:

$$C_{mb}^{np} = C_b^{np} \frac{0}{bs} \frac{K}{bi} \frac{1}{R}, \text{ грн/(м·кН)}, \quad (2)$$

де 0 – об'ємна вага сталі; $C_b^{np} = C_b / R_b$ – приведена собівартість 1 м бетонного ядра, віднесена до 1 кН несучої здатності, грн/м·кН; $K = C_s / C_b$ – співвідношення вартості 1 т сталі до вартості 1 м³ бетону; $R = R_y / R_b$ – співвідношення міцності сталі та бетону.

На рис. 1 показана залежність C_{mb}^{np} від коефіцієнта армування для різних сполучень сталі та бетону у трубобетоні за діючими на території Полтавської області цінами на червень 2007 року (в розрахунках прийнята вартість сталеві труби $C_s = 5000$ грн./т, важкого бетону $C_b = 600$ грн./м³). Як видно з (2), приведена собівартість одного метра центрально-стиснутого трубобетонного елемента, віднесена до 1 кН несучої здатності C_{mb}^{np} , значною мірою залежить від коефіцієнта армування та міцнісних характеристик складових комплексного перерізу. Так, збільшення відсотка армування призводить до подорожчання трубобетонного елемента в цілому. Особливо це характерно для елементів зі сталеві оболонкою із звичайних сталей: збільшення від 1 до 15 % призводить до підвищення C_{mb}^{np} у 1,5–3 рази (залежно від класу бетону ядра). При використанні сталевих труб із висо-

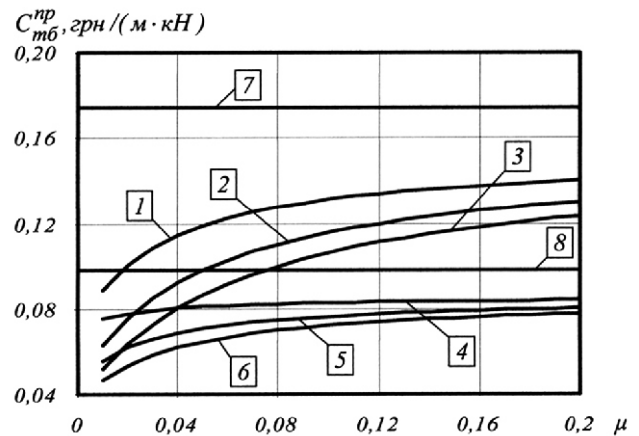


Рис. 1. Залежність приведеної собівартості C_{mb}^{np} від коефіцієнта армування для центрально-стиснутих трубобетонних елементів, виконаних із різних матеріалів:

1, 2, 3 – як оболонка використана сталеві труба зі сталі 20; 4, 5, 6 – те саме з високоміцної сталі 16Г2АФ; 1, 4 – ядро з бетону класу В12,5; 2, 5 – ядро з бетону класу В20; 3, 6 – ядро з бетону класу В25; 7 – центрально-стиснутий сталевий елемент зі сталі 20; 8 – центрально-стиснутий сталевий елемент із високоміцної сталі 16Г2АФ

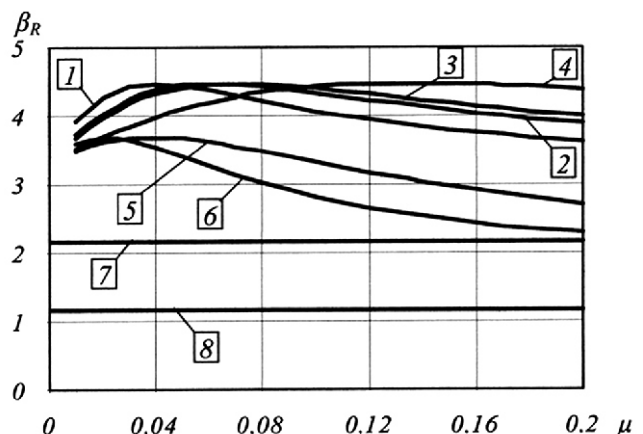


Рис. 2. Залежність розрахункового опору β_R центрально-стиснутих трубобетонних елементів від коефіцієнта армування:

1, 2 – як оболонка використана сталеві труба з високоміцної сталі 16Г2АФ; 3, 4 – те саме зі сталі 20; 1, 3 – ядро з бетону класу В12,5; 2, 4 – ядро з бетону класу В20; 5, 6 – як оболонка використані відповідно пошкоджені корозією сталеві труби ($V_s = 15\%$) зі сталі 20 та високоміцної сталі 16Г2АФ, заповнені важким бетоном класу В20; 7 – центрально-стиснутий сталевий елемент зі сталі 20; 8 – те ж при використанні у якості оболонки пошкоджених корозією труб при $V_s = 15\%$

коміцних сталей ця тенденція проявляється у меншій мірі. Таким чином, можна дійти висновку, що збільшення коефіцієнта армування призводить до подорожчання трубобетонного елемента в цілому. При цьому використання високоміцних бетонів та сталей зменшує приведену

собівартість трубобетонного елемента. Слід також зауважити, що навіть при значних відсотках армування приведена собівартість центрально-стиснутого трубобетонного елемента C_{mb}^{np} менша за приведену собівартість C_s^{np} ($C_s^{np} = C_{s0} / R_y$, поз. 7, рис. 1) аналогічних сталевих елементів.

При виборі оптимальних параметрів трубобетонних елементів слід також враховувати вплив міцнісних та геометричних характеристик комплексного перерізу на показники початкової проектної надійності таких елементів. Для оцінки початкової надійності (під початковою надійністю розуміється ймовірність безвідмовної роботи конструкції в початковий період експлуатації, а в граничному випадку відразу після виготовлення) використовувалась запропонована О.Р. Ржаніциним характеристика безпеки, яка неявно відображає надійність конструкції та забезпеченість розрахункового опору R . Критерієм оцінки забезпеченості розрахункового опору елемента виступає детерміноване навантаження, що викликає в перерізі розрахункові зусилля. У випадку ідеально запроектованої конструкції (без запасів міцності) можна абстрагуватись від конкретних типорозмірів елементів і виконувати аналіз, користуючись безрозмірними величинами. Тоді розрахункове навантаження, що діє на елемент, викликає в перерізі розрахункові зусилля, які визначаються за розрахунковими характеристиками матеріалів. Методика оцінки показників проектної надійності стиснутих трубобетонних елементів детально розглянута в [22].

На рис. 2 показана залежність забезпеченості розрахункового опору центрально-стиснутих трубобетонних елементів від коефіцієнта армування для різних сполучень міцнісних ха-

рактеристик складових комплексного перерізу. При відсотках армування ϵ^{xs} функція характеристики безпеки R центрально-стиснутих трубобетонних елементів набуває максимальних значень:

$$\epsilon^{xs} = n \cdot n_V^2 \cdot n \cdot \frac{c}{bc} \cdot \frac{(1 - 1,64V_y)}{bi(1 - 1,64V_b)}, \quad (3)$$

де $n = \sigma_b / \sigma_y$, $n_V = V_b / V_y$ – співвідношення міцнісних характеристик та мінливості бетону й сталі; $n_{bc} = c / bc$ – співвідношення часткових коефіцієнтів надійності за матеріалом.

Виконавши сумісний аналіз графіків, наведених на рис. 1 та 2 (для трубобетонних елементів, вартість оболонки яких значно перевищує відповідну вартість ядра), можна зробити наступний висновок: застосування елементів із відсотком армування ϵ^{xs} призводить лише до збільшення їх собівартості при одночасному зниженні показників надійності. Тому відсотки армування, при яких функція надійності трубобетонних елементів набуває максимальних значень ϵ^{xs} (3), можна рекомендувати використовувати як оптимальні (ϵ_{mb}^{opt}).

Виконаний аналіз дозволяє розробити передумови до побудови в загальному вигляді концепції оптимальної матеріаломісткості різних типів каркасів при вивченні можливості їх застосування для конкретної будівлі. На рис. 3 наведено загальні залежності матеріаломісткості (сталі та бетону) різних типів каркасів залежно від μ та δ .

Очевидно, що сумарні витрати слід порівнювати у вартісних розрахунках, і вони залежатимуть від співвідношення між вартістю прокату та бетону.

Проте враховуючи, що галузь застосування сталезалізобетону (за Eurocode 4) лежить від 0,2 до 0,9 [20], то за витратами матеріалів до оптимуму будуть тяжіти сталезалізобетонні каркаси, в яких частина несучої здатності сталевих елементів передається на бетон огорожувальних конструкцій при включенні його в сумісну роботу.

Задача врахування більшої тривалості будівництва (1–8 типу), а також експлуатаційних витрат, які взагалі будуть індивідуальними для кожної будівлі, має більш економічний характер і в даній статті не розглядалась.

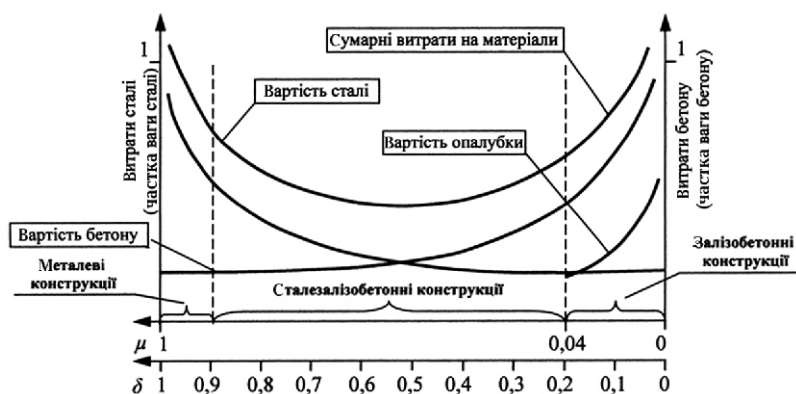


Рис. 3. Залежність витрат матеріалів від параметрів армування конструкцій

Слід зауважити, що в умовах нинішнього різноманіття промислових та громадських будівель, що зводяться, практично будь-яка серйозна проектна установа може виконати для себе (і замовників) такий аналіз витрат по запроектованих та збудованих каркасах шляхом визначення натуральних показників витрат сталі та бетону для каркасів, близьких за розрахунковою схемою, причому для типів 1–3 і 6, 7 можна використовувати показники, наявні в типових конструкціях часів СРСР.

Застосування каркасів типів 4 та 5 дещо затримується в зв'язку з відсутністю в Україні норм із проектування сталезалізобетонних конструкцій,

аналогічних Eurocode 4. Проте можна рекомендувати використовувати існуючі рекомендації та положення [24–28], які значною мірою охоплюють усі можливі аспекти застосування сталезалізобетонних конструкцій для промислового та громадського будівництва.

Висновок. Проблема пошуку оптимальних типів конструкцій лежить як у розвитку методів розрахунку, так і в більш повному врахуванні конструктивних особливостей та можливостей сумісної роботи несучих та огорожувальних конструкцій, аналізі різних типів каркасів, а також залежить від відносної вартості сталі та бетону.

- [1] Стрелецкий Н.С. Основные параметры конструкций промышленных зданий при их перспективном проектировании // Стрелецкий Н.С. Избранные труды. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 148–155.
- [2] Стрелецкий Н.С., Стрелецкий Д.Н. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1964. – 358 с.
- [3] Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
- [4] Трофимович В.В., Пермяков В.А. Оптимальное проектирование металлических конструкций. – К.: Будівельник, 1981. – 134 с.
- [5] Холопов И.С., Посева И.В. Алгоритм оптимального проектирования тяжелых рам-этажерок // Строительная механика и расчет сооружений. 1979. № 4. С. 16–21.
- [6] Ольков Я.И., Сперанский Б.А. Повышение эффективности использования металлических конструкций в строительстве зданий и сооружений // Известие вузов: Строительство и архитектура. – 1979. – № 8. – С. 126–130.
- [7] Чирас А.А. Теория оптимизации в предельном анализе твердого деформируемого тела. – Вильнюс: Минтас, 1971. – 180 с.
- [8] Почтман Ю.М., Харитон Л.Е. Весовая оптимизация балок с заданной надежностью // Известие вузов: Строительство и архитектура. – 1989. – С. 9–13.
- [9] Лебедич И.Н., Ладыжинский Д.В. Исследование технико-экономических показателей для рамных металлических каркасов многоэтажных зданий // Известие вузов: Строительство и архитектура. – 1979. – № 10. – С. 8–13.
- [10] Геммерлинг А.В. О методах оптимизации конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 1971. – № 2. С. 7–11.
- [11] Рейтман М.И. Оптимальное проектирование стержневых конструкций с учетом унификации // Строительная механика и расчет сооружений. 1974. – № 4. – С. 13–17.
- [12] Черненко М.Г. Метод мінімізації маси сталевих стержневих конструкцій // Міжвуз. зб. наук. праць. УкрДАЗТ – 2002. – Вип. 52. – С. 50–80.
- [13] Чихладзе Э.Д., Черненко М.Г., Опанасенко О.Г. Про один підхід до оптимізації сталобетонних стержневих конструкцій // Зб. наук. праць. УДУВГП. – 2003. – Вип. 9. – С. 365–371.
- [14] Стороженко Л.И., Семко О.В., Ефименко В.И. // Стале-железобетонные конструкции. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 160 с.
- [15] Ефименко В.И. Определение оптимальных параметров трубобетонных конструкций // Сталезалізобетонні конструкції: Зб. наук. праць. – Кривий Ріг: КТУ. – 2004. – Вип. 6. – С. 155–163.
- [16] Гениев Г.А. Вопросы оптимизации расхода материалов в многоэлементных системах с позиций минимальной вероятности их отказа // Известие вузов: Строительство. – 2002. – № 1–2. – С. 17–22.
- [17] Ржаницын А.Р., Снаркис Б.И., Сухов Ю.Д. Основные положения вероятностно-экономической методики расчета строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 3. – С. 67–71.
- [18] Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1995. – 352 с.
- [19] Личугин С.Ф., Семко А.В., Трусов Г.Н. Современные проблемы проектирования стальных несущих конструкций в промышленном и гражданском строительстве // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Том 1, номер 1. – Макіївка, ДонНАСА. – 2005. – С. 53–66.
- [20] Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. – К.: Сталь, 2004. – 316 с.
- [21] Семко О.В., Махінко А.В. Про можливість спрощень при статистичному моделюванні міцності сталезалізобетонних елементів конструкцій // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 11. – Рівне: УДАВГ. – 2004. – С. 272–278.
- [22] Стороженко Л.И., Семко О.В., Воскобійник О.П. Прокремальні значення показників надійності стиснутих трубобетонних елементів // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 308–317.
- [23] Воскобійник О.П. Деякі аспекти надійності стиснутих трубобетонних елементів // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 152–159.
- [24] ДБН. В.2.3.-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [25] Рекомендации по проектированию предварительно-напряженных ригелей с внешним армированием для гражданских каркасных зданий с укрупненной сеткой колон. – М.: Стройиздат, 1976. – 70 с.
- [26] Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. – М.: Стройиздат, 1987. – 42 с.
- [27] Рекомендации по проектированию монолитных и железобетонных перекрытий со стальными прогонами и профилированным настилом. – Донецк. Промстрой-НИИпроект, 1989. – 27 с.
- [28] Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – М.: Стройиздат, 1978. – 55 с.

Надійшла 12.11.2007 р.

МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТЕРЖНЕВЫХ СЕЛЕЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Рассматриваются вопросы расчета стержневых селезащитных сооружений по рамно-связевой системе, состоящей из ядра жесткости, расположенного со стороны нижнего бьефа, и многоярусных рам, соединенных между собой жесткими связями. Нагрузки на расчетную схему приняты в виде равномерно распределенной нагрузки и криволинейной трапеции. Выполненный расчет показывает, что в результате работы ядра жесткости достигнута равнопрочность рамной части сооружения, а его несущая способность повысилась на 50–60 %.

The article deals with design issues of rod mud facilities in cellular framing. This systems includes stiffening core, located in tail-water, and multistory bents, interconnected by rigid constraints. Load on design model distributed in two variants: as uniformly distributed load and a curvilinear trapezoid. Calculations done show balanced life in frame part of structure, increase in load-carrying capacity up to 50–60 % as a result of work in stiffening core.

Ключевые слова: селезащитные сооружения, рамно-связевая система, ядро жесткости.

Решение проблемы надежности стержневых селезащитных сооружений связано с разработкой новой конструктивной системы, в основе которой учтен действительный характер разрушения подобных сооружений в Грузии и Казахстане, в которой давление селевых потоков в основном воспринималось бы ядром жесткости.

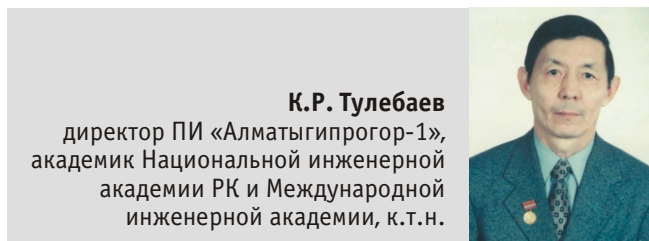
Известно, что основной причиной разрушения является высокая деформативность стоек сооружения, где наблюдаются оголения арматуры, а в плоскости стыков – раздробления оголовков балочных элементов, в результате чего балки, сохраняя в целом свою внешнюю форму, держатся на оголенной арматуре стоек.

Поскольку селезащитные сооружения предназначены для восприятия значительных горизонтальных ударных нагрузок, то она должна передаваться через горизонтальные элементы – балки на опорные ядра жесткости. В этом случае сооружение при действии горизонтальной нагрузки будет работать в следующей последовательности: нагрузки от селевых потоков через лобовые стойки рам воспринимаются стержневыми горизонтальными дисками, распределяющими их между стойками с последующей передачей на опорные ядра жесткости. При этом на долю ядра жесткости приходится 70–80 % горизонтальных нагрузок, а остальные воспринимаются стойками рам.

Вертикальные ядра жесткости, заделанные в фундамент, представляют собой консоли, загруженные на уровне приведенных ярусов горизонтальными силами от селевых потоков, передающимися через множество стержневых треугольников, образующих по ярусам условные горизонтальные диски. Более рациональным является расположение ядер жесткостей в



Ж.Б. Байнатов
проректор
Центрально-Азиатского
Университета, академик
Национальной инженерной
академии РК, д.т.н., профессор



К.Р. Тулебаев
директор ПИ «Алматыгипрогор-1»,
академик Национальной инженерной
академии РК и Международной
инженерной академии, к.т.н.

последних рядах сооружения со стороны нижнего бьефа, а заложение фундамента ядра жесткости как можно глубоким для исключения размыва и опрокидывания сооружения. Для получения ядра жесткости в эксплуатируемом сооружении достаточно в треугольную ячейку залить бетон или бутобетон, предварительно выполнив бетонирование железобетонного фундамента, заглубленного в грунт основания.

В практике проектирования защитных сооружений используются, как правило, приближенные методы расчета. Такой подход представляется вполне оправданным, поскольку положенные в основу расчета предпосылки являются весьма условными. Как известно, любая идеализированная схема сооружения никогда не отражает действительную работу конструкций. Кроме того, в расчете железобетонных рам принимаются жесткостные характеристики конструктивных элементов и их соединений, являющиеся весьма приближенными и существенно изменяющимися при трещинообразова-

нии и вследствие ползучести бетона. Во всех статических расчетах используются методы, построенные на принципе независимости действия сил, однако железобетон не подчиняется этому принципу. Поэтому практически невозможно получить точные результаты при расчете сложных систем, что и определяет целесообразность использования приближенных способов, дающих возможность получения усилий, необходимых для проектирования конструкций.

Расчетами стержневых селезащитных сооружений занимались в основном в ГрузНИГМИ (И.И. Херхеулидзе, К.М. Хуберян) [1] и КазГАСА (Ж.Б. Байнатов) [2]. В [1] предлагается систему разбивать на множество горизонтальных ферм и вертикальных стоек, проходящих через узлы ферм. При шарнирном соединении ферм со стойками (неполное замоноличивание) последние испытывают деформацию изгиба, а при жестком – рассчитываются на сдвиг в горизонтальной плоскости. Задача решается методом сил, а коэффициенты канонических уравнений определяются с учетом условий совместности горизонтальных перемещений ферм и стоек. В [2] предложен смешанный метод расчета на основе метода сил и теории составных стержней, где горизонтальные элементы рассматриваются как плоские горизонтальные фермы, нагруженные в плоскости узловыми силами, а из плоскости – изгибающими моментами, возникающими за счет несоосных расположений смежных стержней. Далее попарно горизонтально расположенные фермы соединяют из плоскости между собой связями сдвига, и задача решается

по теории составных стержней [3]. Однако предложенные методы расчета для практического применения являются весьма трудоемкими.

В статье предлагается методика расчета на основе теории [4], в которой селезащитное сооружение рассматривается как рамно-связевая система, состоящая из ядра жесткости и рамы, соединенных между собой жесткими связями (рис. 1).

Роль стержней-связей и ригелей рамы одновременно выполняют горизонтальные фермы. При расположении между ядром и рамой эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми, а в системе рамы – упругими элементами. Жесткость рамы в расчетной схеме принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных стоек.

Учет податливости ригелей в своей плоскости несколько смягчает распределение общего момента между ядром и рамой, т.е. уменьшает моменты в более жестких конструкциях и увеличивает в менее жестких. Расчет, не учитывающий эту податливость, идет в запас надежности наиболее нагруженных ядер жесткости и поэтому вполне приемлем для практических целей; однако более полное выявление пространственной работы конструкции сооружения представляет несомненный интерес, так как позволяет объективно подойти к оценке различных конструктивных решений.

В расчете принята предпосылка о равенстве горизонтальных смещений в уровне каждого яруса, что обеспечивается в расчетной схеме шарнирными связями, а в натуре – жесткостью

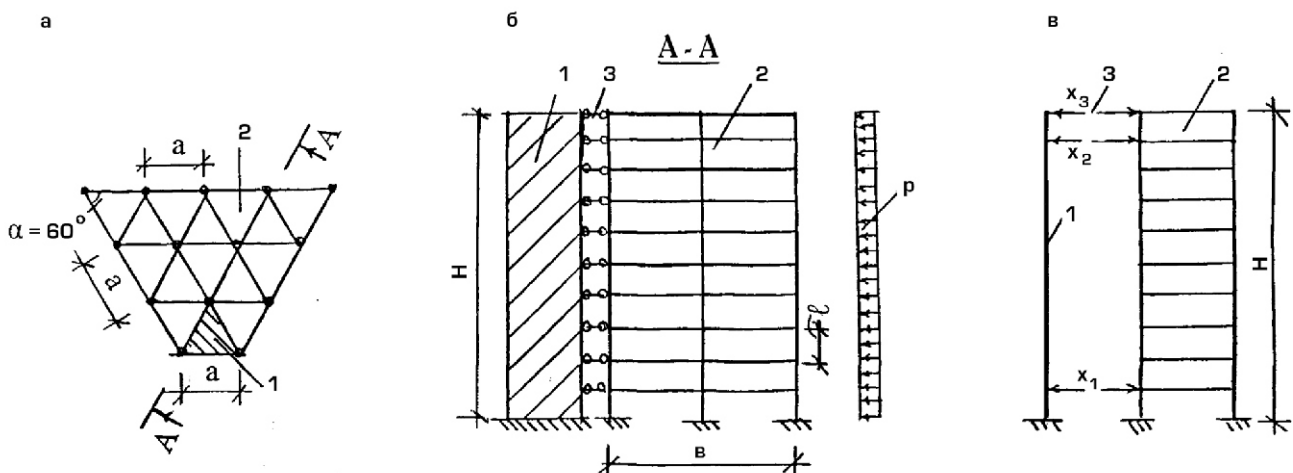


Рис. 1. Расчетная схема рамно-связевого пространственного блока селезащитного сооружения:

а – конструктивная схема в плане; б – расчетная схема; в – упрощенная расчетная схема;
1 – ядро жесткости; 2 – рамы; 3 – стержни-связи

в своей плоскости междуярусных ригелей, соединяющих рамы с ядром жесткости. Применяя метод сил и заменяя связи между ядром и рамой неизвестными силами, можно получить систему канонических уравнений, каждое из которых будет выражать идею неразрывности деформации ядра и рамы в данном узле. Число таких уравнений (и число неизвестных сил) равно числу ярусов.

Жесткость расчетного ядра определяется суммой жесткостей вертикальных ядер, а жесткость эквивалентной рамы – суммарной жесткостью всех многопролетных рам каркаса, включенных в рассматриваемый блок.

В рамно-связевых системах горизонтальные перемещения всех вертикальных элементов, связанных жесткими в своей плоскости ригелями, одинаковы и поэтому их суммарная изгибная жесткость равна

$$B = B_i + B_{dq}, \quad (1)$$

где B_i – суммарная жесткость стоек рам; B_{dq} – суммарная жесткость вертикальных ядер жесткости.

Суммарная жесткость стоек по сравнению с суммарной жесткостью ядер является величиной весьма малой, поэтому в расчетах ею пренебрегают и принимают $B = B_{dq}$.

Уравнение равновесия поперечных сил в горизонтальном сечении системы имеет вид [4]

$$B_y = K_y \left(K\delta / B_0 \right) \int_0^x N dx - Q_0. \quad (2)$$

Значение N находят из уравнения равновесия моментов в том же горизонтальном сечении

$$N = (M_0 - M) / \delta = (M_0 - B_y) / \delta,$$

где M_0 – момент внешней нагрузки в уровне x ; $M = B_y$ – суммарный изгибающий момент стоек рамы.

После подстановки в (2) значения N и дифференцирования полученного уравнения по x имеем

$$B_y^{IV} - K^2 y = KM_0 / B_0 - P(x) = 0. \quad (3)$$

Уравнение многоярусной системы в (3) является общим; на его основе решаются системы рамные, рамно-связевые, а также связевые с диафрагмами, имеющими проемы.

Если в уравнение (3) подставить $B_y = M$, получим моментное дифференциальное уравнение второго порядка, а если учесть, что

$B_y = M$ ($M_0 = \delta N$) и что $M_0 = p(x)$, получим уравнение второго порядка относительно продольных сил

$$N = K(1/B + 1/B_0)N - KM_0 / \delta B = 0. \quad (4)$$

Вводя для увеличенного в B раз перемещения y обозначение B_y из (3), получим

$$s_2^2 - K^{IV} M_0 - s_2^2 p(x) = 0. \quad (5)$$

В этом уравнении линейная характеристика определяется выражением

$$s_2 = \sqrt{B / K^2}, \quad (6)$$

$$\text{при этом } K^2 = 1 + B / B_0. \quad (7)$$

Сдвиговая жесткость рамно-связевой системы определяется следующим образом:

$$K = 12 / \ell (s^{-1} + r^{-1}), \quad (8)$$

где s и r – суммы погонных жесткостей стоек и ригелей яруса соответственно.

Изгибная жесткость симметричной рамы определяется по формуле

$$B_0 = E_\delta A \delta^2 / 2. \quad (9)$$

Решение уравнения (5) имеет вид

$$C_1 + C_2 s_2 + C_2 ch + C_4 sh + C_0 = 0, \quad (10)$$

где C_i – постоянные интегрирования, зависящие от краевых условий; C_0 – частное решение, зависящее от вида нагрузки; x / S_2 – безразмерная координата.

Характеристику жесткости при $x = H$ можно представить выражением

$$H / s_2 = H \sqrt{K^2 / B}. \quad (11)$$

Тогда окончательное уравнение перемещений (10) будет иметь вид

$$\frac{ps_2^4}{2B} = \frac{2}{2} nch + sh + n \quad (12)$$

$$4 \left(\frac{2}{2} - 1 \right) \frac{(\frac{2}{2} / 2 - \frac{3}{3} / 3 - \frac{4}{4} / 12)}{2}.$$

При $n = 1$ прогиб верха яруса определяется по формуле

$$f = \frac{pH^4}{2 \cdot 2^2 B} [1 - 2(n - 1) / 2^2 - 2(\frac{2}{2} - 1) / 4]. \quad (13)$$

При определении усилий учитывается, что $dx = s_2 d$; Hd ; $s_2 = H$; $/$. При этом соотношение для изгибающих моментов вертикального ядра жесткости можно представить в виде

$$M \quad (14)$$

$$\frac{pH^2}{2} \frac{1}{2} (1 - \eta^2) (1 - \eta) \frac{1}{2} (1 - \eta ch \eta sh) ,$$

выражение для поперечных сил Q_{dq} вертикального ядра жесткости определяется так:

$$Q_{dq} = M \frac{pH}{2} (1 - \eta^2) (1 - \eta) ch \eta sh , \quad (15)$$

а поперечные Q_{fr} и продольные N силы стоек рам определяются соотношениями

$$Q_{fr} = Q_0 = Q_{dq} \frac{pH}{2} 1 - \eta sh \eta ch ; \quad (16)$$

$$N = (M_0 - M) / \delta$$

$$\frac{pH^2}{\delta^2} \frac{1}{2} (1 - \eta^2) \frac{1}{2} (1 - \eta ch \eta sh) . \quad (17)$$

Изгибающие моменты M и поперечные силы Q_{dq} распределяются между отдельными ядрами системы пропорционально их изгибным жесткостям.

В формулах (12)–(17) коэффициент η определяется выражением

$$\eta = (1 - sh \eta) / ch \eta . \quad (18)$$

Для облегчения расчетных процедур разработана расчетная программа на языке *Pascal* с использованием универсального инструментального средства программирования «Delphi». Программа учитывает характер воздействия селевого потока по параболическим законам изменения нагрузки (по высоте сооружения), которые получены экспериментальным путем, и работает в итерационном цикле. Причем на каждой итерации корректируются жесткости стержней. Программа предусматривает также расчет железобетонных элементов, работающих в условиях растяжения, сжатия и изгиба, основные положения которого и характеристики материалов приняты согласно СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Входная информация описывает геометрию поперечного сечения элементов: класс и характеристику материалов (бетон, арматура), место расположения и диаметры арматурных стержней, силовые воздействия.

Нагрузки на расчетную схему задаются в двух вариантах: I – по нормативному документу [5] в виде равномерно распределенной нагрузки $p = 5 \text{ кг/см}$ и II – в виде криволинейной трапеции по данным эксперимента [2].

Экспериментально измеренное давление селевого потока изменяется по закону параболы и состоит из двух участков. На нижний участок при $0 \leq x_1 \leq 9,04 \text{ м}$, где $x_{\max} = 9,04 \text{ м}$, действует нагрузка

$$p_1 = 6,1 - 0,15 \frac{x_1}{9,04} - 0,0151694 x_1 (9,04 - x_1) \Big|_{x_1=0}^{x_1=9,04} ,$$

а на верхний участок при $9,04 \leq x_2 \leq 20$ действует нагрузка

$$p_2 = 2,1 - 4,15 \frac{[10,96 - (x_2 - 9,04)]}{10,96} - 0,02126 (x_2 - 9,04) [11,79 - (x_2 - 9,04)] \Big|_{x_2=9,04}^{x_2=20} .$$

Пример. Определить прогиб и усилия M, Q в ядре жесткости селезащитного сооружения (рис. 1,а), работающего в поперечном направлении (по А–А) по рамно-связевой системе. Ригели поперечных и продольных рам имеют поперечное сечение $40 \times 30 \text{ см}$, стойки во всех ярусах приняты круглого сечения диаметром $d = 20 \text{ см}$, а высота каждого яруса равна $\ell = 1,0 \text{ м}$. В пространственном блоке сооружения запроектировано одно ядро жесткости треугольной (равносторонней) формы в плане размерами $a = 3 \text{ м}$ и $H = 20 \text{ м}$.

Класс бетона В15 ($E_b = 2,35 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$), арматура Кл. АIII ($E_s = 2,0 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$).

По I-му варианту величина равна нагрузке $p = 5 \text{ кг/см}$,

по II-му –

$$p_1 = 6,1 - 0,15 \frac{x_1}{9,04} - 0,0151694 x_1 (9,04 - x_1)$$

при $0 \leq x_1 \leq 9,04 \text{ м}$;

$$p_2 = 2,1 - 4,15 \frac{[10,96 - (x_2 - 9,04)]}{10,96}$$

$$- 0,021269 (x_2 - 9,04) [11,79 - (x_2 - 9,04)]$$

при $9,04 \leq x_2 \leq 20 \text{ м}$.

Решение. Расчетные данные по жесткостям элементов сооружения приведены в таблице.

Характеристику жесткости многоярусных рам сооружения определяем по формуле (11)

$$H \sqrt{K^2 / B} = 2000 \sqrt{\frac{2,6 - 0,339 \cdot 10^8}{340577,35 \cdot 10^8}} = 3,217 ,$$

$$\text{где } \eta^2 = 1 - B / B_0 = 1 - \frac{34057734,89 \cdot 10^6}{21240000 \cdot 10^6} = 2,60 ;$$

$$(B = B_j - B_{dq} = 30629,8 \cdot 10^5 - 11 \cdot 340240421,3 \cdot 10^5 - 340577348,9 \cdot 10^5 = 34057734,89 \cdot 10^6 \text{ кг/см}).$$

Расчетные данные по жесткостям

Жесткость	Для ядра жесткости	Для стоек	Для ригелей
Изгибная, кг см ²	$B_{dq} = 340240421,3 \cdot 10^5$	$B_j = 30629,8 \cdot 10^5$	$3,76 \cdot 10^{10}$
Погонная, кг см	–	$s = 306,298 \cdot 10^5$	$r = 1253,678 \cdot 10^5$
Суммарная погонная, кг см	–	$s = 3369,28 \cdot 10^5$	$r = 17551,49 \cdot 10^5$
Изгибная для крайних стоек рам, кг см ²	–	$B_0 = 21240 \cdot 10^9$	–

[количество стоек в пространственном блоке – 11, ригелей – 14]

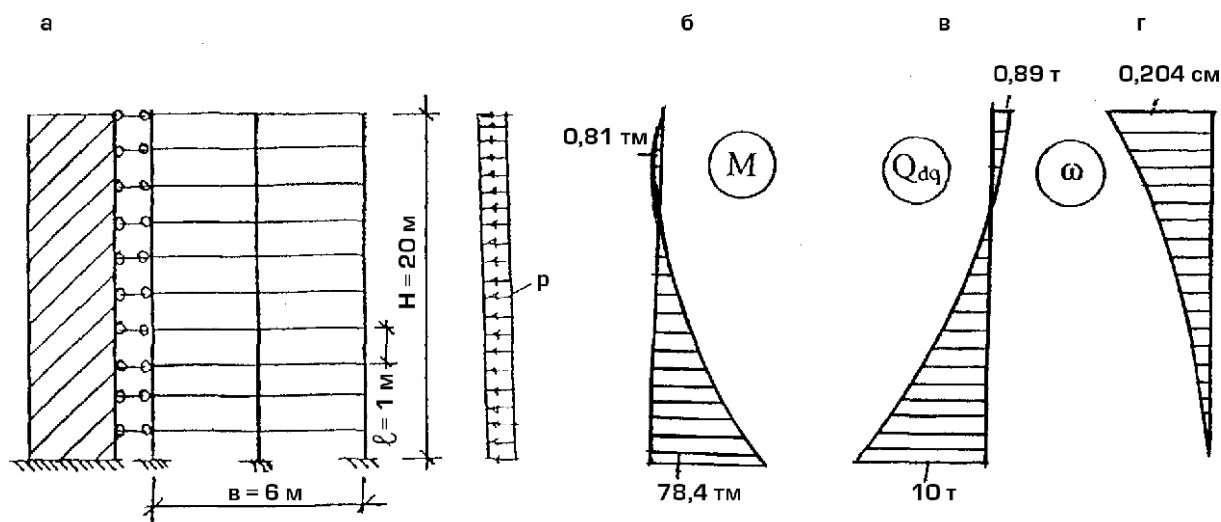


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и перемещений от действия равномерно распределенной нагрузки:

а – расчетная схема; б – эпюра изгибающих моментов M ; в – эпюра поперечных сил Q_{dq} ; г – эпюра поперечных перемещений

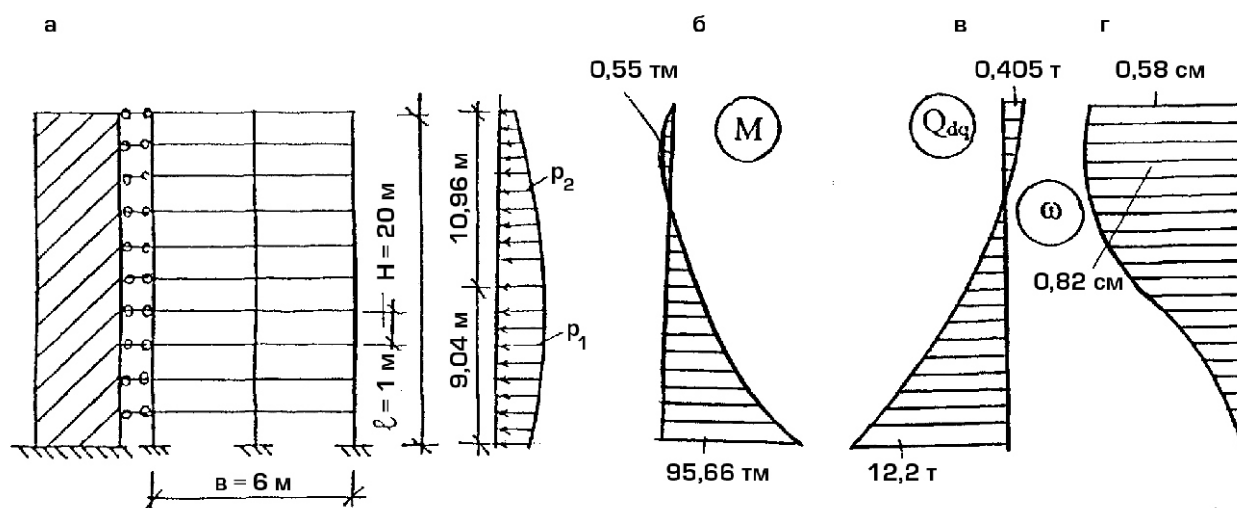


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и перемещений от действия нагрузки в виде криволинейной трапеции:

а – расчетная схема; б – эпюра изгибающих моментов M ; в – эпюра поперечных сил Q_{dq} ; г – эпюра поперечных перемещений

По формуле (8) находим

$$K = \frac{12}{\ell} \left(\frac{s^3}{r^3} \right) = \frac{12 \cdot 10^8}{100 \cdot \frac{1}{3,36928} \cdot \frac{1}{17,55149}} = 0,339 \cdot 10^8 \text{ кг.}$$

Значение линейной характеристики определяем по формуле (6)

$$S_2 = \sqrt{\frac{B}{K^2}} \sqrt{\frac{34057734,89 \cdot 10^6}{0,339 \cdot 10^8 \cdot 2,60}} = 622.$$

Усилия M , Q и прогиб определяем по формулам 12, 14, 15. Далее их расчет производится по программе на языке Pascal. Эпюры усилий и перемещений рамно-связевой системы при действии двух видов нагрузок показаны на рис. 2 и 3.

Отметим, что максимальный изгибающий момент у заделки ядра жесткости по II-му варианту на 17 % больше, чем от момента I-го варианта (при действии равномерно распределенной нагрузки). Перемещение верха сооружения от действия параболической нагрузки в 3 раза больше, чем от равномерно распределенной нагрузки. Однако поперечные силы у заделки от параболической нагрузки на 20 % меньше по сравнению с равномерно распределенной нагрузкой. Последнее связано с тем, что, во-первых, в середине высоты сооружения значение параболической нагрузки на 20 % больше равномерной и, во-вторых, в зоне максимальных нагрузок появляются пластические шарниры и смещения элементов.

Выполненный расчет показывает, что деформативность всего сооружения уменьшилась

на 70–75 % из-за перераспределения усилий, так как горизонтальные балки стали более, а стойки – менее загруженными. В результате за счет работы ядра жесткости достигнута равнопрочность рамной части сооружения, а несущая способность в целом повысилась на 50–60 %.

Конструктивное значение вертикальных ядер жесткости в составе каркаса сооружения состоит не только в том, что они разгружают каркас, уменьшая нагрузку, воспринимаемую рамами (на 10 ... 25 %), а, главным образом, в том, что они качественно изменяют характер эпюры поперечных сил стоек многоярусных рам: поперечные силы стоек Q_{fr} достигают максимального значения в верхней зоне и уменьшаются к основанию. Если в рамных системах изгибающие моменты стоек и ригелей от горизонтальных нагрузок возрастают книзу, что требует увеличения не только опорной арматуры ригелей, а в нижних ярусах также размеров их поперечного сечения, то в рамно-связевых системах наоборот – изгибающие моменты в элементах каркаса книзу уменьшаются, что позволяет сохранить поперечное сечение ригелей и их армирование на опоре постоянными по всей высоте сооружения. Следовательно, рамно-связевые системы в наибольшей степени отвечают требованиям унификации и типизации конструктивных элементов сооружения.

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывается в расчетах соответствующим снижением их погонной жесткости. Влияние же податливости стыков вертикальных ядер жесткости, как показали исследования, учитывается в расчетах снижением их изгибной жесткости примерно на 30 %.

- [1] Херхеулидзе И.М. Сквозные защитные и регулирующие сооружения на горных реках. – М.: Гидрометеоиздат, 1967. – 113 с.
- [2] Байнатов Ж.Б. Искусственные защитные сооружения на горных автомобильных дорогах. Изд-во ВИНТИ, – Москва, 1992. – 133 с.
- [3] Ржаницын А.Р. Строительная механика. – Высшая школа. – М., 1991. – 439 с.

- [4] Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих стен многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 352 с.
- [5] Инструкция по проектированию и строительству противоселевых защитных сооружений. СН-518-79. – М.: Стройиздат, 1981. – 13 с.

Надійшла 17.06.2008 р.

VI МІЖНАРОДНА КОНФЕРЕНЦІЯ «РОЗРАХУНОК ОБОЛОНКОВИХ І ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ: «ВІД НАНО ДО МЕГА»

Конференція проходила у Корнельському університеті (м. Ітака, США) з 28 по 31 травня 2008 р. за підтримки Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій – IASS, Міжнародної і Американської асоціацій з обчислювальної механіки – IACM/USACM, Робочої групи N 13 із обчислювальних методів IASS, а також Інженерного коледжу при Корнельському університеті. Необхідно відзначити, що перші три конференції із цього напрямку – Бельгія (1983), Токіо (1993) і Тайбей (1997) – проводились лише за підтримки IASS, а починаючи з четвертої (Греція, 2000) – проходять за спільної підтримки IASS та IACM, що дозволило значно розширити як тематику конференцій, так і коло їх учасників.

Перед початком роботи учасників конференції привітав Голова Організаційного комітету, Президент IASS професор Дж.Ф. Абель. Конструктивну атмосферу конференції забезпечували співробітники Інженерного коледжу при Корнельському університеті, а також студенти різних інженерних факультетів Корнельського університету.

На конференції було обговорено низку питань, пов'язаних із останніми досягненнями в різних напрямках розрахунку, експериментального дослідження, аналізу і проектування оболонкових і просторових конструкцій. До програми були включені доповіді, присвячені розрахунку будь-якого типу великопрогонових, полегшених, структурно-тканинних і тонкостінних конструкцій, які характеризуються розмаїттям не тільки масштабних форм – від малих до великих, а й областей використання – від технологічних рішень до суті застосування.

Теми, які були розглянуті в процесі роботи конференції, включають структурне моделювання (зокрема вант, ниток скінченної жорсткості, стержнів, балок, листів, мембран і оболонок), деформування, оптимізацію, формоутворення та динаміку залізобетонних і металевих конструкцій, а також конструкцій з тканинних, ламінатних і композитних матеріалів, збірно-розбірних надувних споруд, застосування чисельних методів дослідження і проектування. Особливу увагу було приділено питанням розрахункового морфогенезису, розрахунку різноманітних будівельних і потенційно будівельних матеріалів, нано- і мікроструктурам та інноваціям у галузі створення нових матеріалів.

Робота конференції проводилась у 21 секції із таких основних напрямів досліджень: моделювання при формоутворенні, оптимізації і проектуванні розтягнутих і нелінійних конструкцій; 3D моделювання тонкостінних конструкцій; геометрія, механіка, конструктивна стійкість і нові методи оптимізації; збірно-розбірні надувні конструкції і біологічна морфологія; поліфізичне моделювання впливу довкілля на оболонкові та просторові конструкції; застосування методу скінченних елементів; явища руйнування в природних та інженерних системах; методи розрахунку попередньо напружених конструкцій; конструкції в нано- і мікромасштабі; розрахункові моделі конструкцій, що руйнуються та деградують; розрахунковий морфогенезис; динаміка просторових конструкцій.

За зазначеними напрямками 438 науковцями, інженерами, виготовлювачами, будівельниками і експлуатаційниками із 35 країн світу – США, Канади, Мексики, Бразилії, Аргентини, Франції, Німеччини, Великої Британії, Австрії, Швеції, Італії, Індії, Малайзії, України, Японії, Китаю, Кореї, Тайваню, Австралії, Єгипту та інших було виголошено 208 доповідей, серед яких особливу зацікавленість викликали вісім пленарних і двадцять вісім ключових доповідей, серед яких:

- «Наномеханічні резонатори і нанорідинні системи» (Г. Крейгхед, Корнельський університет, США);
- «Великі оболонкові споруди для енергозберігаючих технологій» (В. Кретциг, Рурський університет, Р. Харт, Вуппертальський університет і Р. Ворманн, Кретциг і Партнери, Німеччина);
- «Аналітичний розрахунок і проектування матеріалів і конструкцій із урахуванням затухаючих коливань і акустичних характеристик» (Г. Хулберт, Е. Деде, С. Йілмаз, З.-Д. Ма та Н. Кікуші, Мічиганський університет, США);
- «Моделювання оболонок тривимірними скінченними елементами» (М. Бішхофф, Штутгартський університет, Німеччина);
- «Розрахунковий морфогенезис: сучасний стан і перспективи на майбутнє» (Х. Охморі, Нагойський університет, Японія);
- «Відповіді на три не зовсім зрозумілих питання щодо конструктивної стійкості» (А. Стейнбоек, Г. Хоефінгер і К. Джіа, Інститут механіки матеріалів і конструкцій, Австрія та Г. Манг, Віденський технологічний університет, Австрія);
- «Механіка жорсткісних характеристик і її роль при нелінійному конструктивному аналізі» (Й. Б. Янг, Національний тайванський університет, Тайвань);
- «Складання і розгортання композитних конструкцій при акумуляції енергії» (С. Пеллегріно, Каліфорнійський технологічний інститут, США).

Україну представляла делегація у складі члена Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій, доктора технічних наук, професора О.В. Шимановського та доктора технічних наук, професора О.І. Оглоблі, доповіді яких були присвячені актуальним питанням конструювання, дослідження та розрахунку просторових комбінованих вантово-стержневих систем.

Розширені анотації доповідей опубліковані в конференційному збірнику «Book of Abstracts of the 6th International Conference on Computation of Shell & Spatial Structures IASS-IACM 2008 «Spanning Nano to Mega». – Итака, США, 2008. – 259 с.» Повні тексти з ілюстраціями записані на компакт-диск, який містить значний за обсягом масив нових інформаційних даних щодо просторових конструкцій і безсумнівно буде цікавим для науковців, інженерів, архітекторів та інших спеціалістів будівельної галузі «Proceedings and Extended Abstracts of the 6th International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures IASS-IACM 2008 «Spanning Nano to Mega». – Итака, США, 2008».

Під час роботи конференції відбулася зустріч української делегації з керівництвом IASS, на якій обговорювалось зокрема питання поглиблення зв'язків українських фахівців із Міжнародною асоціацією з оболонкових і просторових конструкцій. Професор О.В. Шимановський підкреслив, що для України є важливою підтримка IASS наукової взаємодії та обміну досвідом між українськими фахівцями та членами Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій, їхньої участі у конгресах, конференціях і колоквіумах, які проводяться за підтримки IASS, а також у роботі журналу IASS.

Президент IASS професор Дж.Ф. Абель запевнив, що він усіляко підтримує співпрацю науковців усіх країн, а також зазначив, що українські механіки С.П. Тимошенко, М.В. Корноухов та інші вчені знані у всьому світі. Він не тільки добре обізнаний з науковими працями та досягненнями українських спеціалістів будівельної галузі, а й з багатьма зустрічався особисто. Президент IASS висловив сподівання, що під час чергового спільного засідання Виконавчої і Консультативної ради IASS будуть здійснені подальші кроки щодо поглиблення відносин України з Міжнародною асоціацією з оболонкових і просторових конструкцій.

Також було обговорено питання щодо діяльності Робочої групи № 1 «Резервуари і силоси» IASS, у роботі якої українські фахівці традиційно беруть активну участь. Сторони відзначили досягнуті останнім часом позитивні результати роботи групи і висловили наміри щодо подальшого розширення сфери її діяльності з метою залучити до роботи не тільки членів IASS, а й інші міжнародні організації. Крім того, було узгоджене питання поглиблення співпраці з розгляду сучасного стану і досягнень щодо застосування спеціалізованого програмного забезпечення розрахунків і проектування резервуарів і силосів, а також інженерної практики їхнього виготовлення та монтажу.

Професор О.В. Шимановський висловив вдячність Президенту IASS професору Дж.Ф. Абелю за його особисту підтримку ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція імені В.М. Шимановського» у проведенні українських науково-технічних конференцій і колоквіумів, створенні найліпших умов участі у цих заходах не тільки українських фахівців, а й членів IASS і відображенні прийнятих рішень на шпальтах журналу IASS. Сторони узгодили також подальший обмін науково-технічною та організаційною інформацією з її висвітленням у друкованих засобах – журналах IASS та «Промислове будівництво та інженерні споруди».

Від імені української делегації професор О.В. Шимановський запросив Президента IASS професора Дж.Ф. Абеля відвідати Україну і взяти участь у IX Українській науково-технічній конференції «Металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку», організатором якої є ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція імені В.М. Шимановського», яка відбудеться у м. Києві у вересні 2008 р., а також запропонував провести одне із чергових робочих засідань Виконавчої ради IASS у м. Києві.



Пленарне засідання конференції



З доповіддю виступає професор
О.В. Шимановський



З доповіддю виступає професор
О.І. Оглобля



Під час зустрічі
професора О.В. Шимановського
з Президентом IASS
професором Дж.Ф. Абелем (ліворуч)
та членом Виконавчої ради IASS
професором Й.Б. Яном (праворуч)

О.В. Шимановський, голова правління ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція імені В.М. Шимановського», д.т.н., професор
О.І. Оглобля, директор ДІ «УкрНДІводоканалпроект», д.т.н., професор

СТАЛЬ ПОВЫШЕННОЙ КОРРОЗИОННОЙ СТОЙКОСТИ ДЛЯ СВАРНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

В настоящее время наблюдается значительная потребность в высокопрочных листовых сталях, обладающих оптимальными эксплуатационными характеристиками – высокой прочностью и вязкостью в сочетании с хорошей свариваемостью. Важное направление развития сталей для строительных конструкций – получение металлопроката с высоким уровнем механических свойств и увеличение стойкости металла к атмосферной коррозии. Как свидетельствуют результаты анализа настоящего состояния металлических конструкций, и в частности киевских металлических мостов, основным видом их повреждений является коррозия, существенно снижающая несущую способность и эксплуатационную пригодность [1].

Применение сталей повышенной коррозионной стойкости в металлоконструкциях пролетных строений строящихся мостов очень важно с точки зрения продления ресурса их работоспособности, снижения эксплуатационных расходов. Коррозионной стойкости низколегированных сталей в атмосферных условиях посвящено большое количество исследований. В [2–4] представлены результаты исследований кинетики атмосферной коррозии, влияния химического состава на коррозионную стойкость низколегированных сталей, выполнена оптимизация состава низколегированных сталей для мостостроения по показателю стойкости к атмосферной коррозии. При этом другие свойства, служебные и технологические, сохранены на уровне не ниже, чем у традиционных для мостостроения марок 10ХСНД и 15ХСНД по ГОСТ 6713-91 [2]. В табл. 1 приведен химический состав зарубежных и отечественных атмосферостойких сталей, применяемых для вагоностроения и мостостроения.

Атмосферостойкие низколегированные стали содержат элементы, которые при воздействии обычной атмосферы образуют на поверхности пленку продуктов коррозии, обладающую защитными свойствами. Стали такого типа были разработаны в США и первоначально использовались в кузовах железнодорожных вагонов. В 60-х годах прошлого века такие стали начали применять в других конструкциях, таких как стальные и сталежелезобетонные мосты [3].

Влияние химического состава на скорость атмосферной коррозии рассматривалось во многих работах. Установлено, что повышенное содержание меди, фосфора, хрома, никеля и молибдена повышает стойкость стали к атмосфер-



В.А. Ковтуненко
заведующий отделом
«Сварка в строительстве»
ИЭС им. Е.О. Патона,
заслуженный деятель науки и техники
Украины, лауреат Государственной
премии УССР, к.т.н.



А.М. Герасименко
заведующая группой
отдела «Сварка в строительстве»
ИЭС им. Е.О. Патона



А.А. Гоцуляк
шеф-координатор
технологических процессов
металлургического комбината
«Гута Ченстохова», к.т.н.

ной коррозии [4]. В ASTM G101 приводится индекс I , по которому можно судить о стойкости стали к атмосферной коррозии:

$$I = 26,01Cu + 3,88Ni + 1,20Cr + 1,49Si + 17,28P - 7,29CuNi - 9,10NiP - 33,39Cu^2.$$

В обычных атмосферных условиях для обеспечения достаточной коррозионной стойкости величина индекса должна быть равна 6,0. Коррозия таких сталей в атмосфере полностью не исключается, однако формирующиеся слои продуктов коррозии значительно замедляют ее процесс [3].

За рубежом широко применяются атмосферостойкие стали: Кортен-А (марка А-242 по ASTM) и Кортен-В (марка А-588 по ASTM). В ряде стран имеются национальные стандарты атмосферостойких сталей. Масштабы применения атмосферостойких сталей в конструкциях мостов в разных странах различны. В Германии и Франции такие мосты редки (в Германии их около 3 %), в Великобритании и Италии их больше. В США и Японии около 50 % металлических и комбинированных мостов выполнены из атмосферостойких сталей.

В США в середине 1990-х годов разработаны новые марки сталей. Первая из них HPS-70W выпускалась толщиной до 100 мм как атмосферостойкая с пределом текучести 485 Н/мм² и имела высокую вязкость разрушения по сравнению со стандартными сталями этой группы. В дальнейшем состав стали был изменен с целью улучшения свариваемости и снижения температуры предварительного подогрева. В период

с 1997 по 2004 годы в США построено более 150 мостов из стали HPS-70W.

В Японии разработаны новые стали с улучшенной стойкостью против атмосферной коррозии SMA490W-mod и SMA570W-mod с временным сопротивлением 490 и 570 Н/мм² соответственно. По сравнению со стандартными сталями Европы и Америки, в этих сталях существенно снижено содержание хрома, но увеличено содержание никеля [3].

В СНГ выпускается атмосферостойкая сталь 10ХНДП (аналог Кортен-А), которую используют в виде листового проката, гнутого и периодического профиля толщиной 3,5–5 мм для кузовов грузовых вагонов. Отличительной особенностью проката Кортен-А и отечественного 10ХНДП является наличие в стали наряду с хромом, медью и никелем фосфора в количестве 0,07–0,15 %. Эти стали обладают высокой стойкостью против атмосферной коррозии, однако из-за плохой свариваемости они применяются для изготовления проката небольших толщин (Кортен-А, 9 мм, 10ХНДП, = 3,5–5 мм).

Сталь марки Кортен-В (А-588) легирована противокоррозионными элементами – хромом 0,4–0,65 % и медью 0,25–0,40, содержит присадки ванадия, не имеет ограничений по свариваемости, обладает повышенной стойкостью против атмосферной коррозии и применяется для изготовления крупногабаритных металлоконструкций, работающих в атмосферных условиях (мосты, опоры ЛЭП, эстакады).

Противокоррозионные присадки (Cu, Cr, Ni) содержат широко используемые в отечественном мостостроении стали 10ХСНД, 15ХСНД.

В Научно-исследовательском институте железнодорожного транспорта проводились исследования по модифицированию химического состава сталей для мостостроения с целью получения более высокой стойкости к атмосферной коррозии. В результате совместно с ЦНИИ-ЧЕРМЕТ предложена новая атмосферостойкая сталь 14ХГНДЦ, содержащая противокоррозионные элементы Cu, Cr, Ni, а также модифицирована микродобавками Zr (0,005–0,010 %).

Сварные элементы опытных пролетных строений из стали 14ХГНДЦ были изготовлены в 1989 г. на заводе «Воронежстальмост», при этом была отработана технология сварки с учетом рекомендаций Института электросварки им. Е.О. Патона. Эксплуатация опытных пролетных строений из данной стали без окраски на железных дорогах России показала хорошие результаты [3].

Научно-исследовательским институтом конструкционных материалов «Прометей», ОАО «Металлургический комбинат «Азовсталь» при участии Института электросварки им. Е.О. Патона разработана и в настоящее время применя-

Таблица 1

Химический состав сталей для металлоконструкций и мостостроения

Марка стали	ГОСТ, ТУ	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Прочие
10ХНДП	ГОСТ 19289-89	<0,12	0,30-0,60	0,17-0,37	0,07-0,12	<0,04	0,30-0,50	0,50-0,80	0,30-0,60	Al = 0,08-0,15
SPA-H (Кортен-А)	JISG3125	<0,12	0,20-0,50	0,25-0,75	0,07-0,15	<0,04	0,25-0,60	0,30-1,25	<0,65	--
15ХСНД	ГОСТ 6713-91	0,12-0,18	0,40-0,70	0,40-0,70	<0,035	<0,035	0,20-0,60	0,60-0,90	0,30-0,60	--
10ХСНД	ГОСТ 6713-91	<0,12	0,50-0,80	0,80-1,10	<0,035	<0,035	0,40-0,60	0,60-0,90	0,50-0,80	--
Кортен-В (А-588)	ASTM	0,10-0,19	0,90-1,25	0,15-0,30	<0,04	<0,05	0,25-0,40	0,40-0,65	--	V = 0,02-0,10
SMA 58	JISG3114	<0,19	<1,40	<0,75	<0,04	<0,04	0,20-0,70	0,30-1,20	--	--
SMA		≤0,18	≤1,40	0,15-0,65	≤0,035	≤0,035	0,30-0,50	≤0,08	2,50-3,50	--
490W-mod		≤0,11	1,15-1,30	0,35-0,45	≤0,020	≤0,006	0,28-0,38	0,50-0,60	0,28-0,80	Mo = 0,04-0,08; V = 0,05-0,07; Al = 0,01-0,04
HPS-70W (США)										
14ХГНДЦ	ТУ 14-1-4519-88	0,11-0,16	0,70-1,00	0,20-0,40	<0,02	<0,015	0,40-0,60	0,80-1,10	0,50-0,80	Zr = 0,005-0,010
06Г2БД С440	ТУ У 27.1-05416923-085:2006	0,04-0,08	1,3-1,6	0,15-0,35	<0,020	<0,010	0,15-0,30	<0,20	<0,35	Al = 0,02-0,05; N < 0,01; Mo = 0,05-0,08; Ti < 0,02; Nb = 0,03-0,05
С490		0,05-0,09	1,5-1,7	0,15-0,35	<0,020	<0,010	0,15-0,30	<0,20	<0,35	AL = 0,02-0,05; N < 0,01; Mo = 0,10-0,18; Ti < 0,02; V = 0,05
12ХН2МД	ТУ У 27.1-05416923-085:2006	0,09-0,13	0,5-0,8	0,20-0,40	<0,020	<0,010	0,35-0,65	1,0-1,3	1,9-2,2	

Таблица 2

Химический состав стали 06Г2БДП по ТУ У 27.1-05416923-078:2006

Класс прочности	Содержание элементов, %									
	C	Si	Mn	Nb	Mo	Al	не более			
355	0,04-0,08	0,15-0,35	0,90-1,20	0,010-0,030	0,02-0,05	0,02-0,05	Ti	Cr	Ni	S
390	0,04-0,08	0,15-0,35	1,10-1,40	0,010-0,030	0,02-0,05	0,02-0,05	0,020	0,30	0,30	0,012
440	0,05-0,08	0,15-0,35	1,30-1,60	0,030-0,050	0,05-0,08	0,02-0,05	0,020	0,30	0,30	0,010
460	0,06-0,09	0,15-0,40	1,40-1,65	0,030-0,050	0,06-0,10	0,02-0,05	0,025	0,25	0,40	0,008
500	0,08-0,12	0,15-0,50	1,50-1,75	0,040-0,060	0,10-0,20	0,02-0,05	0,030	0,25	0,50	0,006

Примечание. Содержание меди и фосфора соответственно: 1-я категория – 0,15...0,30% и 0,020...0,035%; 2-я категория – 0,30...0,45% и 0,030...0,050%; 3-я категория – 0,40...0,60% и 0,040...0,060%.

Таблица 3

Химический состав опытно-промышленной партии проката 06Г2БДП

№ плавки	Толщина, мм	Массовая доля компонентов, %													
		C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	Al	Nb	V	Mo	Ti	N
0630	40	0,062	1,22	0,156	0,0019	0,008	0,018	0,007	0,020	0,026	0,019	0,003	0,012	0,005	0,0096
ТУ У 27.1-05416923-078:2006, класс прочности С390		0,04-0,08	1,10-1,40	0,15-0,35	0,020-0,035	не более 0,012	не более 0,30	не более 0,30	0,15-0,30	0,02-0,05	0,010-0,030	-	0,02-0,05	не более 0,02	не более 0,01

Примечание. Углеродный эквивалент определялся по формуле $C_{эв} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + Nb}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$, %

Таблица 4

Служебные характеристики и хладостойкость опытно-промышленной партии проката стали 06Г2БДП

№ плавки, толщина	Расположение образца	σ _в , МПа	σ _т , МПа	δ ₅ , %	Ψ, %	Ударная вязкость, Дж/см ²				σ _т /σ _в	HV
						KCU		KCV			
						+ 20°C	- 40°C	+ 20°C	- 40°C		
0630, 40 мм	вдоль	520,517,513518	384,388,374382	34,35,3635	84,84,8484	346,347,346	340,341,344	350,347,347	338,342,340	0,74	156, 156, 159
	поперек	523,527,520523	385,380,391385	34,35,3434	84,84,8484	297,321,282	271,328,312	239,271,243	196,261,209	0,74	
	по толщине	524,517,517520	391,391,391391	29,30,2929	81,78,7879	-	-	-	-	0,75	
ТУ У 27.1-05416923-078: 2006, класс прочности С390		490	390	22	35; Ψ ₂ - 25	-	-	68	49	-	-

ется в ответственных сварных металлоконструкциях низколегированная сталь 06ГБД, 06Г2БД классов прочности 355, 390, 440 и 490.

С учетом опыта производства проката стали 06ГБД и 06Г2БД классов прочности С355 – С490 на заводах ОАО «Металлургический комбинат им. Ильича» и ОАО «Металлургический комбинат «Азовсталь», значительных объемов научно-исследовательских работ по изучению механических, технологических, служебных свойств листового проката, а также успешного применения для ряда ответственных металлоконструкций (доменная печь № 2 ОАО «Металлургический комбинат «Азовсталь», доменная печь № 9 «Металлургический комбинат «Криворожсталь», резервуар объемом 75 тыс. м³ для хранения нефти в г. Броды, мост через гавань Подольского мостового перехода) Научно-исследовательским институтом конструкционных материалов «Прометей» и Институтом электросварки им. Е.О. Патона разработана новая редакция технических условий ТУ У 27.1-05416923-085:2006 взамен действующих ТУ У 14-16-150-99 «Прокат свариваемый из качественной стали классов прочности 355-590 для машиностроения».

Вследствие актуальности проблемы увеличения стойкости к атмосферной коррозии сталей, применяемых в металлоконструкциях пролетных строений строящихся мостов, на базе ранее созданной стали 06Г2БД разработана сталь 06Г2БДП повышенной коррозионной стойкости классов прочности С355 – С500. Отработан оптимальный химический состав новой стали марки 06Г2БДП (табл. 2), разработаны и утверждены технические условия ТУ У 27.1-05416923-078:2006 «Прокат листовой из коррозионностойкой стали классов прочности С355–С500 для мостостроения».

Сталь содержит 0,04–0,12 % углерода в зависимости от класса прочности, марганца 0,90–1,75 %, серы не более 0,012 %, введены микродобавки ниобия, ванадия и молибдена. Микролегирование дает дополнительное упрочнение вследствие выделения карбонитридов. Для повышения коррозионной стойкости в стали увеличено содержание меди и фосфора. Предусмотрено изготовление проката трех категорий повышенной стойкости против атмосферной коррозии в зависимости от содержания меди и фосфора. Низкое содержание углерода – преимущество данной стали, благоприятно сказывается на коррозионной стойкости. С увеличением содержания углерода в сталях их общая коррозионная стойкость снижается, уменьшается она и при переходе к закалочным структурам.

Сочетание высокой прочности (355–500 МПа) с высокой ударной вязкостью стали 06Г2БДП получено при помощи модифицирующей обработки и термоулучшения практически на одном химическом составе, что значительно расширяет возможности проектирования металлоконст-

рукций [7]. Ориентировочный показатель хорошей свариваемости проката – углеродный эквивалент – гарантируется не выше 0,43 %.

ОАО «Металлургический комбинат «Азовсталь» выплавлена и прокатана опытно-промышленная партия проката с содержанием меди и фосфора – 0,15...0,30 % и 0,020...0,035 % соответственно (табл. 3).

В ИЭС им. Е.О. Патона исследованы служебные характеристики, свариваемость, а также коррозионная стойкость опытно-промышленной плавки стали 06Г2БДП класса прочности С390 толщиной 40 мм. Исследованный прокат обладает высокими прочностными, пластическими свойствами, практически одинаковыми в продольном и поперечном направлениях (табл. 4). Обращает внимание существенное превышение нормативных показателей σ_s и ударной вязкости KCV. Ударная вязкость при температуре испытания минус 40 °С на образцах с острым надрезом типа Шарпи в поперечном направлении проката соответствует 196, 261, 209 Дж/см². Величина относительного сужения в направлении толщины δ_z – 81, 79, 79 %, что предопределяет высокую сопротивляемость проката образованию слоистых трещин. Структура стали 06Г2БДП, 40-миллиметровая мелкозернистая, однородная, без следов текстуры проката, состоит из дисперсионно упрочненного феррита и отпущенного бейнита. Размер зерна соответствует 11 баллу по шкале ГОСТ 5639-82.

В лаборатории коррозии Института электросварки им. Е.О. Патона проведены сравнительные исследования коррозионной стойкости проката 06Г2БДП и широко используемой в отечественном мостостроении стали 10ХСНД в соответствии с ГОСТ 9.908-85 и ГОСТ 9.911-89. Результаты сравнительных испытаний свидетельствуют, что сталь 06Г2БДП имеет более высокие показатели коррозионной стойкости, чем сталь 10ХСНД.

- [1] Ковтуненко В.А., Герасименко А.М., Синеок А.Г., Задорожный В.А. Характерные повреждения сварных металлических конструкций мостов // Автоматическая сварка. – 2005. – № 10. – С. 29–35.
- [2] Конюхов А.Д., Рувинская Е.М. Пролетные строения мостов // Защита металлов. – 2002. – № 1. – С. 89–95.
- [3] Конюхов А.Д. Стальной прокат с улучшенными свойствами для более эффективных мостовых конструкций. – К.: Сталь. – 2006. – № 1. – С. 74–76.
- [4] Конюхов А.Д. Коррозия и надежность железнодорожной техники. – М: Транспорт, 1995. – 174 с.
- [5] Ковтуненко В.А., Герасименко А.М., Синеок А.Г. Высокопрочная экономно легированная сталь 06Г2Бс $\tau > 440$ МПа для мостостроения // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, 2004. – № 69. – С. 106–113.
- [6] Ковтуненко В.А., Герасименко А.М., Гоцуляк А.А. Выбор стали для ответственных сварных строительных конструкций // Автоматическая сварка. – 2006. – № 11. – С. 32–37.
- [7] Ковтуненко В.А., Герасименко А.М., Синеок А.Г. Исследование влияния конструктивно-технологических решений сварных узлов и соединений, а также условий эксплуатации на ресурс мостовых конструкций, разработка рекомендаций по его продлению // Проблемы ресурса та безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин. – К.: ИЭС, 2006. – С. 420–424.

Надійшла 17.10.2007 р.

АВАРИЯ СТАЛЬНОГО РЕЗЕРВУАРА С ДВОЙНОЙ СТЕНКОЙ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ГОРЯЧИХ ПРОДУКТОВ

На эксплуатируемых нефтехимических заводах и топливных базах часто не хватает свободных площадей для строительства новых резервуаров по традиционной технологии с размещением внутри земляной насыпи. Поэтому все больший интерес вызывают резервуары с предохранительной стенкой, которые называются резервуарами с двойной стенкой [1, 2]. Согласно нормам [3] такие резервуары, предназначенные для хранения жидкого топлива I и II класса, можно размещать в одном ряду с расстоянием между стенками, равным 0,3 диаметра большего резервуара, а не 0,5 диаметра резервуара (как в случае резервуаров внутри земляной насыпи).

В последнее время были также построены резервуары с двойной стенкой для хранения асфальта, который для сохранения достаточной текучести должен храниться при температуре +200 °С. Однако оказалось, что резервуары с двойной стенкой для хранения горячих продуктов не могут быть простой копией резервуаров с двойной стенкой для хранения жидкостей при температуре «окружающей среды». Указанной проблеме и посвящена данная статья.

Характеристика поврежденного резервуара. Произошло повреждение двух резервуаров. Поскольку характер их повреждений идентичен, то описывается только один резервуар объемом 5000 м³, имеющий вторую стальную предохранительную стенку, со стационарной крышей в виде сферической чаши. Резервуар имеет следующие характерные размеры: корпус – $d_k = 19700$ мм и $h_k = 19528$ мм, предохранительная стенка – $d_{cm} = 23728$ мм и $h_{cm} = 16524$ мм, а стрела подъема куполообразной крыши равна $f = 1969$ мм $0,1d_k$.

Корпус резервуара состоит из девяти поясов листового металла толщиной: 16,0; 14,0; 14,0; 12,0; 10,0; 8,0; 8,0; 8,0; 8,0 мм. Предохранительная стенка состоит из восьми поясов листового металла толщиной: 14,0; 12,0; 10,0; 8,0; 8,0; 8,0; 8,0; 8,0 мм. Днище изготовлено из листового металла толщиной 8,0 мм с уклоном 1:120 от оси резервуара к его окружности.



Ежи Зюлко
профессор кафедры металлических конструкций Гданьского политехнического института, академик Академии строительства Украины, д.т.н., профессор



Эва Супэрнак
старший преподаватель кафедры металлических конструкций Гданьского политехнического института, магистр инженер



Томаш Миккульски
адъюнкт кафедры строительной механики Гданьского политехнического института, к.т.н.

Несущая конструкция крыши состоит из двадцати соединенных зажимом по оси резервуара дугообразных ребер. Ребра крыши соединены также балками-распорками, создающими пять многосторонних концентрических колец. Три радиальных поля между ребрами крыши усилены решетчатой стяжкой. Покрытие крыши запроектировано из листового металла толщиной 6,0 мм.

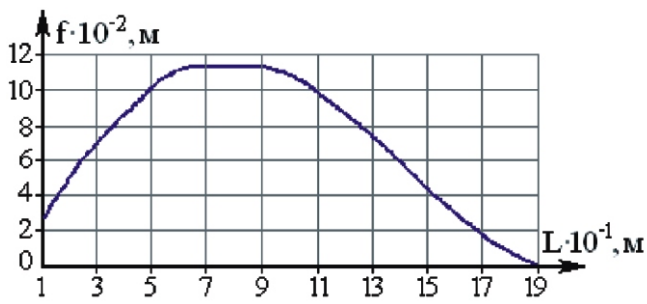
Резервуар изготовлен из следующих марок стали:

- корпус, предохранительная стенка и периферийная часть днища – сталь St44K (К означает сталь, предназначенную для работы при высокой температуре);
- конструкция крыши и элементы усиления оболочки – сталь 18G2A;
- центральная часть днища – сталь St36K.

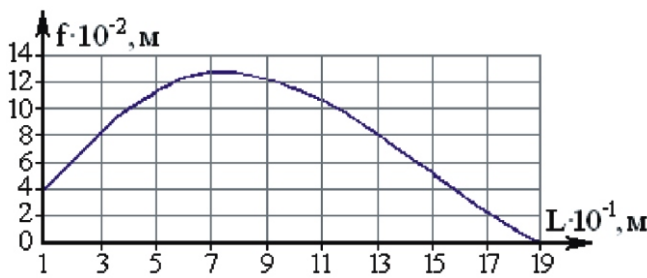
Стенка резервуара покрыта изоляцией из минеральной ваты, защищенной вертикально расположенными гофрированными листами.



Рис. 1. Види деформації дна між стенками резервуара



а



б

Рис. 2. Зависимость величины выпучивания дна от расстояния между стенками резервуара:
а – реперная точка № 1; б – реперная точка № 3

Резервуар расположен на песчаном основании, окруженном железобетонным кольцом, диаметр которого на 300 мм больше диаметра предохранительной стенки.

Описание повреждения резервуара. Испытание резервуара на прочность наполнением холодной водой не показало никаких отклонений. Однако при первом же наполнении резервуара горячим асфальтом днище между стенками выпучилось. Выпучивание имело достаточно регулярную форму (рис. 1) и стрелу подъема от 100 до 120 мм почти на половине расстояния между стенками резервуара (рис. 2).

Для установления повреждений внутреннего корпуса резервуара на его части была демонтирована термическая изоляция. Однако деформаций обнаружено не было – нижний пояс корпуса остался вертикальным (рис. 3), но были установлены повреждения соединенных с днищем между стенками элементов технологического оснащения резервуара, например, лестницы на предохранительной стенке (рис. 4).

Анализ последствий аварии. Расчет резервуара выполнен в геометрически и физически нелинейной постановке с целью определения его напряженно-деформированного состояния при заполнении асфальтом температурой +200 °С. Для расчета использован программный комплекс MSC Visual Nastran for Windows 2002, основанный на методе конечных элементов [4]. При построении конечно-элементной модели резервуара были использованы следующие типы конечных элементов: оболочечные – для стенки и днища, объемные – для грунтового основания и контактные – для моделирования одностороннего взаимодействия днища с грунтом. Была учтена осевая симметрия резервуара, а также влияние деформации всей системы на распределение внутренних сил. В связи с эксплуатацией стали St44K при температуре +200 °С, ее модуль упругости был уменьшен с $E = 205$ ГПа до $E_{T200} = 174,8$ ГПа (в соответствии с польским стандартом PN-90/B-03200). Кроме того, в расчетах были приняты модель идеального упругопластического материала и условие текучести в соответствии с теорией Губера-Мизеса-Генки в виде $\sigma_z \left(\frac{\sigma_x^2}{x} + \frac{\sigma_y^2}{y} + \frac{\sigma_{xy}^2}{xy} \right)^{1/2} = R_{eT}$, где σ_x – нормальное напряжение вдоль образующей; σ_y – нормальное кольцевое напряжение, σ_{xy} – касательное напряжение; R_{eT} – предел текучести стали при температуре T °С.



Рис. 3. Вид нижнего пояса внутреннего корпуса резервуара с демонтированной термической изоляцией



Рис. 4. Оторванная от дна лестница на предохранительной стенке резервуара

Результаты расчетов представлены на рис. 5–7, а их анализ позволил сформулировать следующие выводы:

1. Хорошее совпадение расчетных и измеренных на объекте величин деформаций дна свидетельствует о том, что конечно-элементная модель резервуара была построена правильно, а значит расчетные значения напряжений соответствуют реальным напряжениям материала в стенках и днище резервуара.

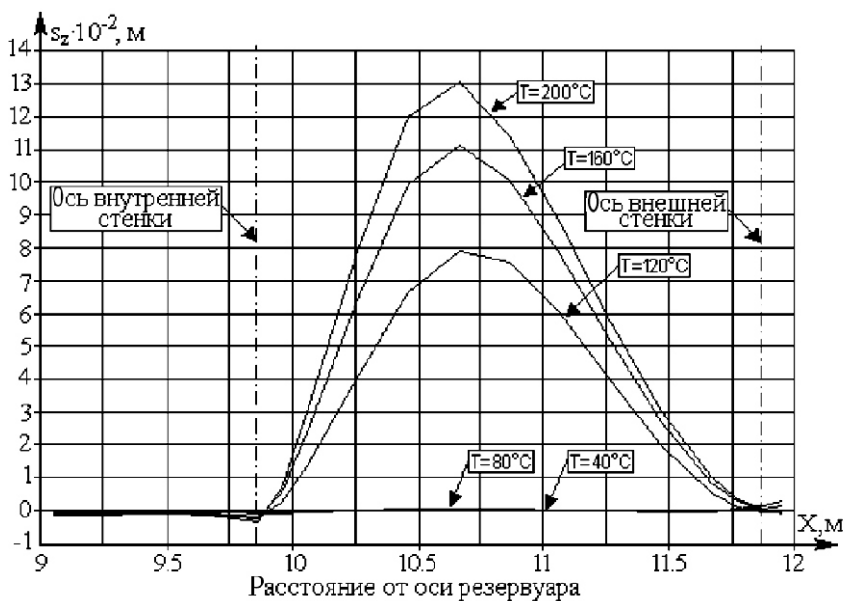


Рис. 5. Вертикальные перемещения дна

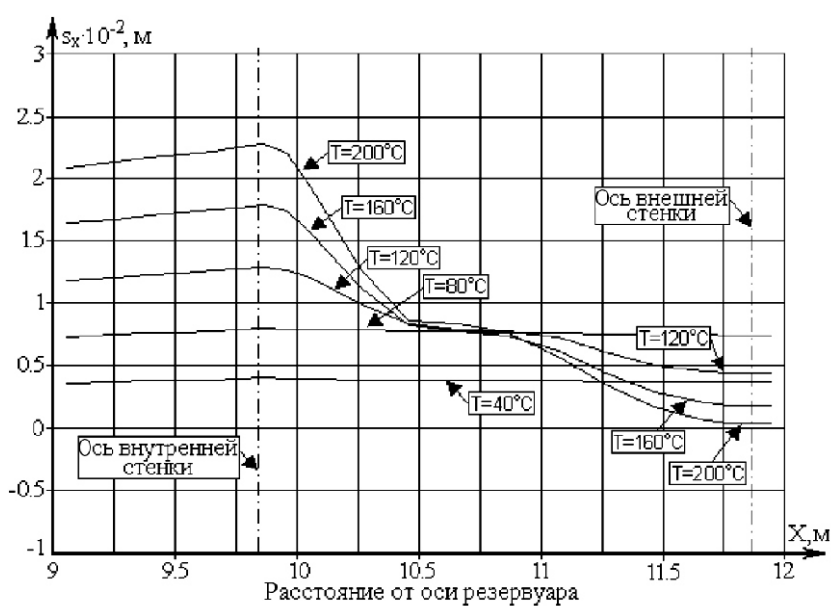


Рис. 6. Горизонтальные перемещения дна

2. Работа внутреннего резервуара при температуре +200 °С достаточно сильно влияет на деформацию дна между его стенками. Причем во внутренней стенке наибольшие напряжения возникают в зоне соединения с дном, а их величины достигают примерно 100 МПа при пределе текучести стали $R_{eT} = 252,72$ МПа (уменьшенном в соответствии с польским стандартом PN-90/B-03200 для учета эксплуатационной температуры).

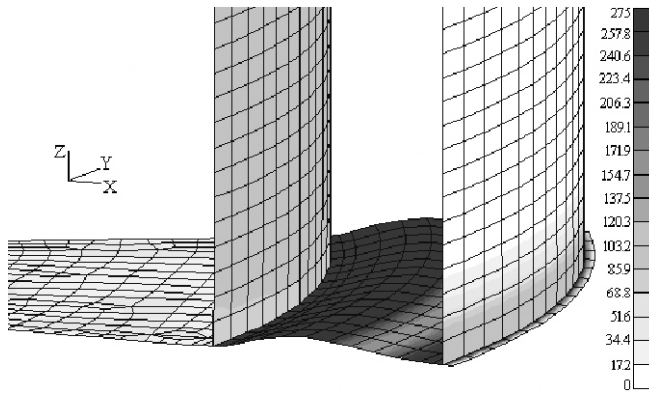


Рис. 7. Изополя напряжений, МПа, в стенках и днище резервуара при $T = 200^\circ\text{C}$

3. Деформации днища между стенками не угрожают безопасной эксплуатации резервуара в целом. Однако частое повторение простоев и связанный с этим циклический процесс охлаждения – разогрева резервуара может привести к накоплению значительных пластических деформаций и отрицательно сказаться на механических свойствах стали.

4. Для предупреждения пластической работы днища между стенками резервуара рекомендуется использовать специальный компенсатор, облегчающий термическую деформацию днища.

Совершенствование конструктивных решений. При проектировании нового резервуара с двойной стенкой для хранения асфальта объемом 10000 м^3 был учтен указанный выше опыт эксплуатации резервуара объемом 5000 м^3 и применен специальный компенсатор (рис. 8), который надежно работает уже более двух лет. Причем за все время эксплуатации не было обнаружено никаких деформаций днища резервуара между стенками.

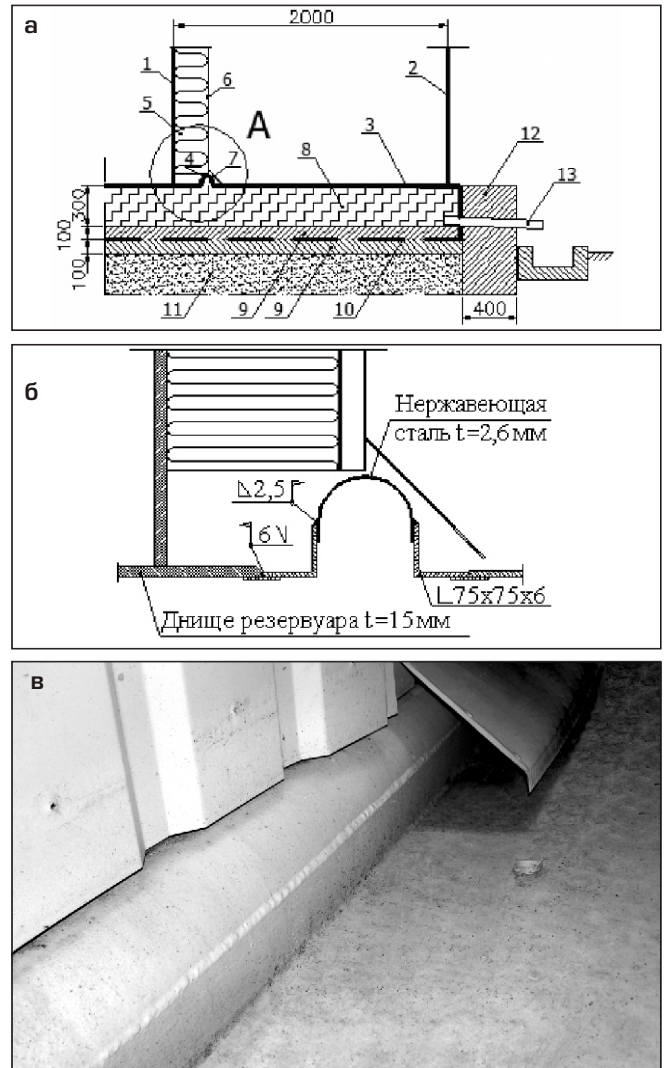


Рис. 8. Конструкция компенсатора:

а – принципиальная схема; б – деталь «А»; в – общий вид (один участок стального кожуха снят); 1 – внутренний корпус; 2 – наружный корпус; 3 – днище между стенками; 4 – компенсатор; 5 – термическая изоляция наружного корпуса; 6 – покрытие изоляции из гофрированных листов; 7 – защитный кожух компенсатора из стальных листов; 8 – слой пеностекла (300 мм); 9 – бетон В10 (100 мм); 10 – два слоя сварочного материала; 11 – фундамент из песка; 12 – бетонное кольцо, окружающее фундамент резервуара; 13 – дрена

- [1] Зюлко Е. Прогресс в развитии стальных резервуаров и конструкциях стенок // XIX Польская Конференция «Симпозиум Проектировщиков Конструкций»: Сб. трудов. – Устронь, 2004.
- [2] Зюлко Е., Супэрнак Э. Резервуары с двойной стенкой – почему они используются? // VIII Украинская научно-техническая конференция «Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее»: Сб. трудов. – Часть 2. – Киев, 2004. – С. 92–98.

- [3] Постановление польского Министра экономики от 21 ноября 2005 года о технических условиях, которым должны соответствовать базы хранения и станции жидкого топлива, далеко идущие трубопроводы для транспортировки нефти и нефтепродуктов и их расположение: Сборник Законодательства, 2005. – № 243.
- [4] MSC Nastran for Windows, ver. 2002. – Los Angeles: MSC Software Corporation, 2002.

Надійшла 02.11.2007 р.

ГІРНИЧО-МЕТАЛУРГІЙНИЙ КОМПЛЕКС УКРАЇНИ В КОНТЕКСТІ ДОВГОСТРОКОВИХ ПЕРСПЕКТИВ

У статті викладено результати дослідження стану гірничо-металургійного комплексу України на сучасному етапі та надані прогностичні оцінки щодо перспектив його розвитку. Проаналізовано динаміку виробництва найважливіших видів гірничорудної та металургійної продукції. Здійснено маркетингові дослідження залізорудної та марганцевої сировини.

In the article results of research of condition of mountain-metallurgical complex of Ukraine at the present stage are stated and presented prognostic estimations concerning prospects of his development. It is analyzed dynamics of manufacture of the major kinds of mining and metallurgical production. Marketing researches iron ore and manganic raw material are carried out.

Гірничо-металургійний комплекс (ГМК) України забезпечує близько 27 % товарного виробництва та понад 40 % валютних надходжень. На експорт постачається до 80 % прокату чорних металів, що становить близько 3 % обсягу світової торгівлі цим видом продукції, а також експортується на світовий ринок до 40 % товарної залізної руди (від потреби). За обсягом виробництва чавуну та сталі Україна посідає сьоме місце в світі [1].

Вітчизняний ГМК характеризується замкненим циклом виробництва, яке базується на власній мінерально-сировинній базі.

Аналітики стверджують, що розвіданих запасів залізних і марганцевих руд досить, щоб забезпечити роботу гірничо-збагачувальних комбінатів країни в проектних контурах кар'єрів протягом 25–70 років. За даними Державного інформаційного фонду України, станом на 01.01.2007 р. державним балансом враховано 104 родовища руд чорних та кольорових металів, у т.ч.: заліза – 54 (23 розробляється, або 42 % розвіданих родовищ); марганцю – 5 (2 розробляється, або 40 % родовищ); хрому – 2 комплекси (1 розробляється, або 50 % родовищ); алюмінію – 1; нікелю – 10 (1 розробляється, або 10 % родовищ); титану – 23 (8 розробляється, або 34,8 % родовищ).

Як видно з наведених даних, із загального обсягу розвіданих запасів руди у розробку залучено від 10 до 50 % родовищ, що свідчить про наявність резерву сировини для діючих гірничих підприємств.

Сировинною базою чорної металургії є запаси залізних руд та марганцю. Багаті залізні руди і залістисті кварцити добуваються на родовищах Криворізького залізорудного басейну, Кременчуцького та Білозірського залізорудних районів. Розвідані запаси становлять 23,4 млрд. т, або 14 % світових запасів і 28 % запасів СНД.



В.В. Матюха
провідний науковий
співробітник Ради по вивченню
продуктивних сил України
НАН України, к.т.н.



М.Т. Мовчан
провідний економіст
Ради по вивченню продуктивних
сил України НАН України

Найкрупнішим залізорудним басейном є Криворізький, який містить понад 15 млрд. т руди. Руди басейну містять від 40 до 66 % заліза.

Промислові запаси Кременчуцького залізорудного району становлять 4,3 млрд. т, вміст заліза в руді – від 27 до 40 %. Запаси Білозірського залізорудного району складають 2,5 млрд. т, вміст заліза в руді – 58–61 %.

Керченський залізорудний басейн має біля 0,9 млрд. т руди із вмістом заліза до 40 %. Бурі залізники з 1992 р. не розробляються.

Перспективними районами для видобутку залізних руд є Дніпропетровська, Полтавська та Одеська області. Там виявлені запаси залістистих кварцитів.

На початку 90-х років в Україні добували 13 % світового видобутку залізної руди, але з розвалом СРСР він значно скоротився. Тенденція до стійкого зростання обсягів видобутку залізної руди намітилася після прийняття у 1999 р. Закону України «Про проведення економічного експерименту на підприємствах гірничо-металургійного комплексу України».

Як наслідок такого експерименту, вже у 2003 р. було видобуто 155,8 млн. т руди залізної сировини, що на 23 % більше ніж у 2001 р. (табл. 1), а у 2006 – 159,6 млн. тонн.

Таблиця 1

Видобуток залізорудної сировини, тис. тонн

Продукція	Роки				
	2005	2006	2007	2007/2006, %	
				+/-	%
Руда і концентрат залізні, у т.ч	68569,0	73078,2	76936,9	3858,7	105,2
— руда залізна не агломерована	15577,4	16323,3	16337,4	14,1	100,1
— концентрат залізорудний	52992,2	56754,9	60599,5	3844,6	106,7
Агломерат залізорудний	10805,0	12603,8	13462,8	859,0	106,8
Обкотиші залізорудні	17452,8	20874,0	22379,9	1505,9	107,2
Вапняк металургійний	15306,9	16387,9	17296,4	908,5	105,5
Вскриша залізорудна	85906,8	89437,2	93189,6	3752,4	104,2

У 2005–2007 рр. видобуток залізних руд в Україні проводили 11 гірничодобувних підприємств та ДНВП «Укрмеханобр».

Розробка залізорудних родовищ на теперішній час здійснюється відкритим і підземним способами. У Криворізькому залізорудному басейні за весь період промислової розробки видобуто понад 2 млрд. т корисних копалин. Перехід на більш глибокі горизонти та інші численні супроводжувальні фактори призвели до помітного погіршення гірничотехнічних умов підземної розробки [2].

Слід відзначити, що залізорудна підгалузь ГМК України – це високоенергоємне, трудо- та капіталомістке виробництво з довготривалим виробничим циклом та порівняно низькою рентабельністю підприємств. Специфічною особливістю гірничодобувної промисловості є необхідність проведення випереджувальних робіт, тобто перманентне створення нових виробничих потужностей замість тих, що вибули [3, 4]. Гірничо-геологічні умови відпрацювання покладів на окремих ділянках родовищ погіршуються, відбувається щорічне зниження рівня гірничих робіт, що крім основних виробничих витрат потребує постійних витрат на водовідлив, провітрювання, транспортування гірничої маси, збільшення обсягів розкривних робіт.

Проте, як свідчать експерти, в останні роки у гірничорудній промисловості спостерігається збільшення приросту видобутку та виробництва залізорудної сировини (табл. 1).

Протягом 2005–2007 рр. продовжувалась робота із запровадження в галузі промислової технології дозбагачення шламів із хвостосхо-

вищ та сертифікації продукції за міжнародним стандартом ISO-2000, нарощування обсягів флотаційної доводки концентрату на Полтавському та Інгuleцькому комбінатах, що дозволило досягти результату у зростанні якості залізорудного концентрату та запропонувати споживачам сировину із збільшеним вмістом заліза. Актуальними залишаються екологічні проблеми. В 2006 р. майже третина всіх обсягів викидів шкідливих речовин в Україні припала на підприємства ГМК через значний знос основних виробничих фондів, які потребують заміни та модернізації. Це обумовлює значну потребу машинобудівної галузі та будівельного комплексу в металопрокаті.

Сучасний стан та прогноз ринку основних видів сировини для чорної металургії України на 2008 р. З 1 квітня ц.р. група «Метінвест» підвищила внутрішні ціни на залізорудну продукцію (обкотиші і концентрат залізорудний) на 65 %. Так, для підприємств корпорації ІСД, ВАТ «Маріупольський комбінат ім. Ілліча» та ВАТ «Запоріжсталь» її середня вартість збільшилась до \$115–120 за тонну. В 2008 р. орієнтиром для України став бразильський гірничорудний гігант Vale, який узгодив із міжнародними споживачами підвищення відпускних цін на руду на 65 %.

У цьому році можуть виникнути проблеми щодо ряду сировинних позицій і в першу чергу залізної руди, адже Україна вже давно є часткою загальносвітового ринку, і прогнози на 2008 р. невтішні. Вже є дефіцит руди, що неухильно призведе до її подорожчання. Так, наприклад, вже з 1 квітня ц.р. бразильська компанія Vale (найкрупніший в світі постачальник залізоруд-

Таблиця 2

Динаміка видобутку кам'яного вугілля, тис. тонн

Показники	Роки						
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Видобуток готового вугілля	62403,0	61684,0	59483,0	59893,0	59580,0	52800,0	52970,0
Готове вугілля для коксування	27844,0	28457,0	27523,0	26387,0	26231,0	23165,0	23041,0

ної сировини) продає залізну руду по \$78,9/т (без урахування фрахту), що на 65% перевищує діючі ціни. Компенсувати затрати металургам поки що дозволяють світові ціни на сталеву продукцію, що підвищились з початку 2008 р. на \$100–300 за тонну. За даними асоціації «Укр-рудпром», у 2007 р. виробництво валового коксу (6 % вологи) у порівнянні з 2006 р. збільшилось на 5 %, або на 959,2 тис. т, і склало 20143,0 тис. т. Проте, на думку багатьох фахівців, у 2008 р. вітчизняні металурги відчують дефіцит коксу. Проблема не в існуючих потужностях коксохімічних підприємств, а в їх забезпеченості відповідною шихтою для коксування та коксівним вугіллям. Ситуацію ускладнюють проблеми, що виникли в 2007 р. на російських вугледобувних підприємствах. Слід зазначити, що обсяги видобутку українського вугілля коксівного давно вже не можуть повністю задовольнити потреби вітчизняних коксохімічних підприємств. Щорічно в Україну завозиться біля 9 млн. т вугілля коксівного в основному з Російської Федерації (85 %), Польщі і трохи з США (3 %). Для виплавки однієї тонни чавуну на підприємствах України витрачається коксу понад 500 кг, а на металургійних заводах технічно розвинутих країн Європи, а також Японії та США цей показник не перевищує 350 кг. Беручи до уваги той факт, що вітчизняне коксівне вугілля не самої високої якості, його вартість буде нижчою за імпортний. Наприкінці 2007 р. вартість коксівного вугілля марок «К» та «Ж» становила \$180–190; «Г» – \$140; середня вартість російського вугілля на кордоні з Україною – \$165–175 за тонну. Асоціація «Укркокс» повідомила, що в 2008 р. Україні для виробництва коксу доведеться імпортувати 16,5 млн. тонн вугілля коксівного. Загроза дефіциту сировини підштовхнула вітчизняних металургів до пошуку імпорту вугільних активів або відмовлення від переробних потужностей. Так, у грудні 2007 р. група «Приват» продала 3 коксохімічних заводи російському «Евразу». Динаміка видобутку кам'яного ву-

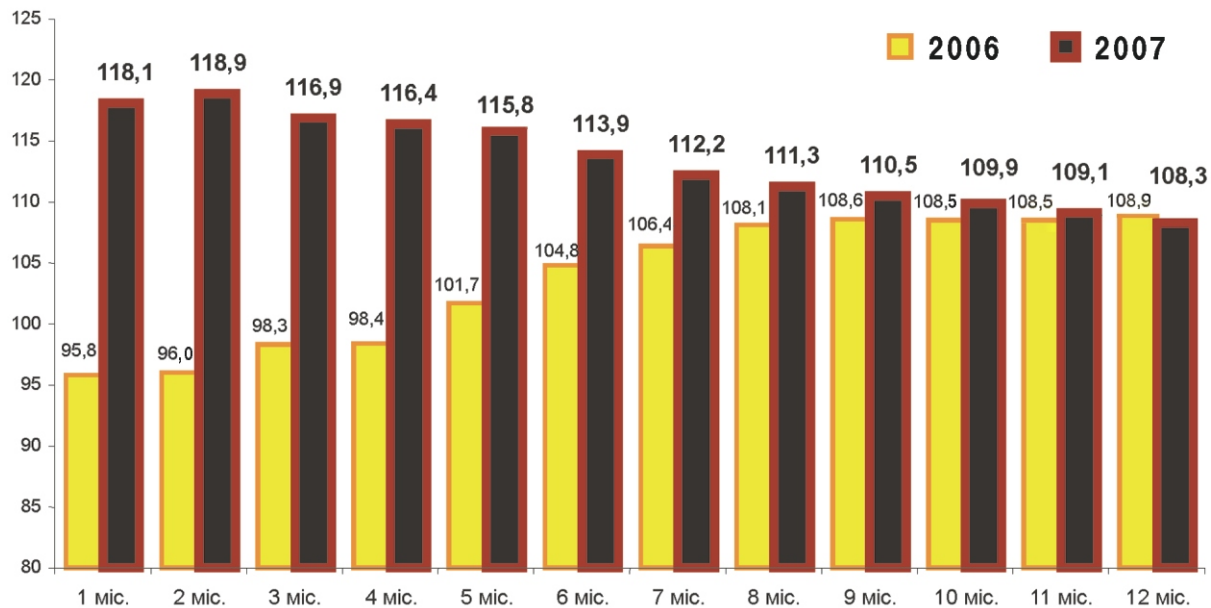
гілля, в т.ч. і коксівного, за маркшейдерськими замірами приведена в табл. 2 [5].

Придбання в минулому році «Метінвестом» гірничорудних підприємств компанії «Смарт холдинг», зокрема Інгулецького ГЗК, дозволило групі увійти до десятки найбільших виробників залізорудної сировини в світі (6-е місце за обсягами виробництва з показником 39 млн. т, що всього на 1 млн. т менше, ніж виробив російський «Металінвест», який зайняв 5-те місце в світовому рейтингу).

Ціну на міжнародному ринку на залізну руду визначають три найбільші компанії: бразильська CVRD, австралійські Rio Tinto та BHP Billiton.

На думку фахівців, ціни на залізорудну сировину у 2008 р. ще зростуть на 20–25 %, що зумовлено стійким попитом з боку Китаю, стрімким зростанням цін на метал та падінням курсу долара США. Тривають переговори між цими трьома найбільшими залізорудними компаніями та китайськими метвиробниками, що визначають річну ціну на залізну руду, проте сторони ще не дійшли згоди. Китайські компанії згодні на 30 % ріст цін, а видобувні підприємства наполягають на 50–70 % підвищенні. На думку експертів, очікувані відпускні ціни на внутрішньому ринку у 2008 р. складуть: аглоруда – 390–420 грн./т; концентрат – 510–540 (зараз \$70/т); обкотиші – 690–720 грн./т із урахуванням ПДВ.

Маркетинг ринку марганцю. Металурги прогнозують у 2008 р. зростання цін на марганець та марганцеві феросплави, що застосовуються у виробництві сталі для збільшення її міцності та гнучкості. Єдиний можливий заміник – нікель коштує на порядок дорожче. Сьогодні на виробництво 1 т металу витрачається 8–10 кг марганцевих феросплавів. На думку фахівців, ціни на них зростатимуть не через спекулятивний фактор, а внаслідок скорочення глобальних запасів марганцевої руди.



Динаміка індексу обсягів виробництва металургійної промисловості

Україна, незважаючи на крупні запаси сировини, в останні п'ять років поступилася своїми позиціями серед лідерів із видобутку та експорту марганцевих руд. Протягом 2002–2005 рр. її частка в світовій торгівлі марганцевою рудою впала з 11 до 7 %. Крім того, наша країна стала одним із найбільших покупців цієї сировини на світових ринках (табл. 3).

Таблиця 3

Видобуток, експорт та імпорт марганцевої руди в Україні, млн. тонн

Вид діяльності	Роки (оперативні дані)			
	2004	2005	2006	2007
Видобуток	5,2	5,6	5,6	5,6
Експорт	0,48	0,37	0,03	0,05
Імпорт	1,73	1,83	1,66	1,3

Уся марганцева руда в Україні видобувається ВАТ «Марганецький ГЗК» та ВАТ «Орджонікідзевський ГЗК», які постійно зменшують її випуск (у 2006 р. вироблено 2,25 млн. т концентратів та агломерату, що становить біля 45 % їх виробничої потужності).

Українським феропідприємствам потрібно близько 4 млн. т руди на рік, і 23–33 % цього обсягу складає імпорт.

Основною причиною скорочення виробництва марганцевої сировини в Україні і одночасно його широкомасштабного імпорту є не-

задовільна якість концентратів із українських руд (низький вміст марганцю та високий вміст фосфору). Руда надходить в Україну переважно з Гани та Південної Африки, а також із Габона та Австралії.

Окремо варто відмітити обвал експорту українського марганцю – з майже 500 тис. т у 2004 р. до 30 тис. т у 2006 р., тобто майже в 17 разів. Традиційно вітчизняна марганцева сировина (це переважно руда другого сорту з вмістом Mn 34,1–41,2 %) експортується до Румунії, Росії, Словаччини та Польщі.

Цінова кон'юнктура на метал упродовж 2007 р. була достатньо сприятливою, відтак валютні надходження в Україну збільшилися на 34 % порівняно з 2006 р. і склали \$7,92 млрд.

За оцінками експертів, у найближчі 10 років попит на металопродукцію як на внутрішньому, так і на зовнішньому ринках буде зростати, що зумовлено підвищеними потребами житлово-комунального господарства, будівельного комплексу та машинобудування. Так, у 2007 р. у порівнянні з 2006 р. обсяги споживання металопродукції зросли на 36 %.

У металургійному комплексі обсяги виробництва основних видів продукції за 12 місяців минулого року склали – 108,3 % (за даними Держкомстату). Динаміка обсягів виробництва основних видів металопродукції за період 2005–2007 рр. приведена в табл. 4.

Таблиця 4

Обсяги виробництва основних видів металопродукції за період 2005–2007 років, тис. тонн

Найменування продукції	Роки			
	2005	2006	2007	2007/2006, %
Кокс 6 % вологості	18866,0	19183,8	20143,0	105,0
Чавун	30776,0	32937,0	35647,0	108,2
Сталь	38616,0	40899,0	42830,0	104,7
Прокат загальний	32212,0	34501,0	37911,0	109,8
Труби сталеві	2295,0	2617,0	2604,0	99,5
Металовироби	443,0	424,0	426,0	100,4

Виробництво *основних видів металопродукції* у натуральному виразі за 12 місяців 2007 р. зросло у порівнянні з відповідним періодом минулого року: чавуну – на 8 %, сталі – на 4 %, прокату загального, коксу – на 5 %, виробництво труб сталевих та металовиробів майже на рівні показників 2006 року.

Важливим завданням сьогодення є залучення у господарський обіг ГМК України нових сировинних ресурсів. Це стосується, насамперед, розробки техногенних родовищ для отримання залізорудної сировини, а також кольорових, рідкісних та благородних металів, різноманітної неметалевої сировини. Закордонний досвід свідчить, що оцінка і розробка техногенних родовищ порівняно з родовищами природних руд обходиться в 5–15 разів дешевше.

Висновки.

- Сучасний стан сировинної бази залізорудної підгалузі гірничо-металургійного комплексу України характеризується не повністю реалізованим потенціалом:
 - з одного боку, мають місце чинники, які негативно впливають на розвиток цього комплексу, а саме: відпрацювання покладів на окремих ділянках родовищ; погіршення гірничо-геологічних умов розробки родовищ, зумовле-

них необхідністю проведення робіт на більш глибоких горизонтах; значним зносом основних виробничих фондів; застосуванням застарілих технологій, що в свою чергу призводить до підвищення собівартості сировини;

- з іншого боку, на теперішній час у розробку залучені від 10 до 50 % розвіданих родовищ, що свідчить про наявність резерву.

- З метою збереження експортних ринків та забезпечення залізорудною сировиною металургійних комбінатів України необхідно значно прискорити та збільшити інвестиційну та інноваційну діяльність на підприємствах гірничодобувної промисловості.
- Для більш повної реалізації потенціалу мінерально-сировинного комплексу необхідно посилити контроль за залученням у розробку техногенних родовищ.
- Для вирішення стратегічних питань розвитку залізорудної підгалузі та мінерально-сировинної бази ГМК, підвищення зацікавленості інвесторів (резидентів та нерезидентів) до стимулювання проведення геологорозвідувальних робіт необхідно в найкоротший термін гармонізувати зі світовими стандартами вітчизняну нормативно-правову базу і усунути недоліки в державній політиці в сфері видобутку мінеральної сировини.

- [1] Андрієвський І.Д., Матюха В.В., Мовчан М.Т. Сучасний стан металургійного комплексу України // Мінеральні ресурси України, 2007. – № 4. С. 39–42.
- [2] Сторчак С. Видобуток залізної руди: технологічний прорив можливостей // Урядовий кур'єр, 2003. – листоп. (220).
- [3] Василенко О. Руда за межею фантастики // Дзеркало тижня, 2004. – 18 груд. № 51 (526).
- [4] Матюха В.В. Сировинна база чорної та кольорової металургії України в контексті довгострокових перспектив // Економіка природокористування і охорони довкілля: Збірник наукових праць – К.: РВПС України НАН України, 2005. – С. 313–319.
- [5] Стратегічні пріоритети та сучасні завдання розвитку реального сектору економіки України. РВПС України НАН України. Черкаси: Брама – Україна, 2007. – 544 с.

Надійшла 09.06.2008 р.

Вітаємо з 70-річчям

АРКАДІЯ МИХАЙЛОВИЧА РОДІНА

**відомого фахівця
електромонтажного виробництва**



Народився Аркадій Михайлович 7 червня 1938 року у м. Житомирі. Закінчив Київський політехнічний інститут за спеціальністю інженер промислової теплоенергетики.

Починаючи з 1960 року, працює в системі Мінмонтажспецбуду України, а потім державної корпорації «Укрмонтажспецбуд».

Пройшов шлях від старшого техника тресту «Променергоавтоматика» до генерального директора концерну «Укрелектромонтаж».

З 2005 року обіймає посаду директора з розвитку ТОВ «Компанія «Будлайн Груп».

Родін А.М. за роки своєї діяльності у будівельній галузі проявив себе як видатний організатор і фахівець електромонтажного виробництва. Він особисто брав участь та координував роботу багатьох колективів спеціалізованих організацій із монтажу і налагодження систем енергозабезпечення та автоматизованого керування при будівництві важливих промислових і соціальних об'єктів, серед яких прокатний стан 3600 заводу «Азовсталь», доменна піч № 9 металургійного комбінату «Криворіжсталь», Миколаївський глиноземний завод, Одеський припортовий завод, Обухівський картонно-паперовий комбінат, потужності з виробництва адипінової кислоти на Рівненському промисловому об'єднанні «Азот», нітроамофоски на Роздольському об'єднанні «Азот» та етилен-пропілену в об'єднанні «Хлорвініл» м. Калуш, київський, дніпропетровський та харківський метрополітени та багато інших.

Аркадій Михайлович є головним ініціатором розвитку прогресивних, індустріальних напрямків у технології електромонтажного виробництва з проектування і монтажу систем керування технологічними процесами та промислового контролю.

Ним розроблені та впроваджені методи прогресивної технології монтажу об'ємних елементів електрообладнання та конвеєрного електромонтажу, що значно поліпшує організацію і якість виконання електромонтажних робіт.

Прикладом організаторської і технічної майстерності Родіна А.М. є своєчасний пуск в експлуатацію багатьох станцій київського і дніпропетровського метрополітенів, другої черги швидкісного трамваю у м. Кривий Ріг.

В останні роки Родін А.М. приділяє велику увагу розвитку і реалізації комплексних заходів, які спрямовані на значне підвищення технічних і якісних параметрів технології будівельно-монтажного виробництва, що у підсумку дозволило ТОВ «Компанія «Будлайн Груп» стати лауреатом премії «Український будівельний Олімп» 2006 р.

За багаторічну сумлінну працю та вагомий особистий внесок у підвищення технічного і якісного рівня вітчизняного електромонтажного виробництва Аркадія Михайловича відзначено почесним званням «Заслужений будівельник України», Почесними грамотами Держбуду України та Київського міського голови. У 2008 р. його нагороджено Почесною грамотою Кабінету Міністрів України.

Аркадій Михайлович Родін – генерал-лейтенант Всеукраїнського козацького війська.

**Щиро вітаємо Аркадія Михайловича з ювілеєм,
бажаємо йому міцного здоров'я, довголіття,
нових здійснень і творчих успіхів у його благородній справі.**

Друзі, колеги, редколегія

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 Corel DRAW, Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – bmp, tif, eps, jpg – 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 БАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою БАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (протокол № 5 від 04.09.2008 р.)

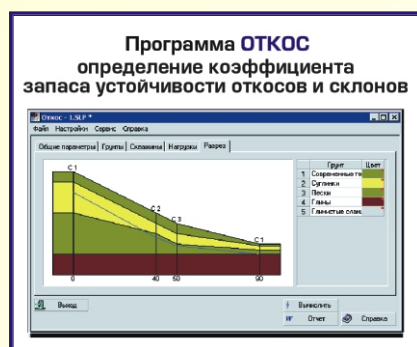
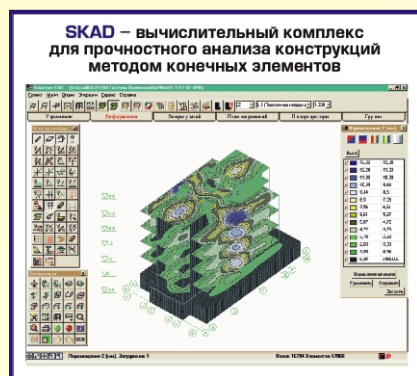
Адреса редакції та видавця: просп. Визволителів, 1, Київ, 02660,
БАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»
Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**
Дизайн обкладинки – **Кучер А.В.**

Підписано до друку 03.09.2008 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.
Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Бізнесполіграф», вул. Віскозна, 8, м. Київ, 02094, тел. 503-00-45
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2715 від 07.12.2006 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



ИНТЕГРИРОВАННАЯ СИСТЕМА ПРОЧНОСТНОГО АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Structure CAD Office

SCAD Office – система нового поколения, разработанная инженерами для инженеров и реализованная коллективом опытных программистов. В состав системы входит высокопроизводительный вычислительный комплекс SCAD версия 11.1, ряд проектирующих и вспомогательных программ, которые позволяют комплексно решать вопросы расчета и проектирования стальных и железобетонных конструкций. Система постоянно развивается. На сайте www.scadsoft.com вы найдете описание программ системы.

ООО «СКАД Софт», (044) 249-71-91, scad@scadsoft.com
www.scadsoft.com

