

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 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., проф.

Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.

Гордеев В.М., д.т.н., проф.

Гуляев В.І., д.т.н., проф.

Єгоров Є.А., д.т.н., проф.

Кваша В.Г., д.т.н., проф.

Корольов В.П., д.т.н., проф.

Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.

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

Мущанов В.П., д.т.н., проф.

Оглобля О.І., д.т.н., проф.

Пасечнюк В.Л.

Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.

Стоянов В.В., д.т.н., проф.

Шимановський О.В., д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА
РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2011 — 2013 роки**

Абель Д., д.т.н., проф. (США)

Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)

Белоєв М., к.т.н. (Болгарія)

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

Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)

Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)

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

Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)

Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)

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

Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)

Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)

Новак А., д.т.н., проф. (США)

Павлов А.Б., д.т.н., проф. (Росія)

Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)

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

Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)

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

Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)

Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)

Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



4'2011

**ПРОМИСЛОВЕ
БУДІВНИЦТВО
ТА ІНЖЕНЕРНІ
СПОРУДИ**

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

РЕГУЛЯТОРНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

А.М. Близнюк

СУЧАСНА НОРМАТИВНА БАЗА ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БЕЗПЕКИ
ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

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

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОНСТРУКЦИИ НАВЕСА
НСК «ОЛИМПИЙСКИЙ» ПРИ ЛОКАЛИЗОВАННОМ ТЕПЛОМ ВОЗДЕЙСТВИИ 6

В.В. Шалинский

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВИСЯЧИХ ТРУБОПРОВОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ 13

Ю.А. Отрош

ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ АРМАТУРИ МЕТОДОМ «ЗРІЗУ НАРІЗКИ» 17

СУЧАСНЕ ПРОЕКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВО

Д.Ф. Гончаренко, С.М. Евель, Е.И. Меерсдорф

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТОЧНОСТИ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ
ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕСТКОСТИ И КОЛОНН ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
ПЯТИЗВЕЗДОЧНОЙ ГОСТИНИЦЫ В г. ХАРЬКОВЕ 21

Д.А. Юрков, В.Ф. Худенко, Д.О. Банніков

КОНСТРУКТИВНА РЕАЛІЗАЦІЯ СИСТЕМ ТИПУ «РАМА-БУДІВЛЯ» 26

К.Р. Тулєбаєв

РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОБОСНОВАНИЯ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА
ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ АО «КАЗАХСТАН ТЕМИР ЖОЛЫ». 32

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

А.Е. Любин, З.А. Шульман, Е.С. Иосилевич

ТЕХНИЧЕСКАЯ ДИАГНОСТИКА И МОНИТОРИНГ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
КОЖУХА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ 35

ОБЛІК ТА ОПОДАТКУВАННЯ

В.П. Кергет

ДОКУМЕНТАЛЬНІ ПЛАНОВІ ПЕРЕВІРКИ НА ПІДПРИЄМСТВАХ
БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ (законодавчі вимоги та практичні поради) 42

ЮВІЛЕЇНІ ДАТУ

ГОРДЕЕВ ВАДИМ МИКОЛАЙОВИЧ
(до 75-річчя від дня народження) 47

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

СУЧАСНА НОРМАТИВНА БАЗА ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БЕЗПЕКИ ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА



А.М. Близнюк
міністр регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України

У нових економічних умовах одним із основних регуляторних завдань держави є забезпечення безпеки і надійності об'єктів будівельного комплексу.

Безпека об'єктів будівництва має на увазі, як правило, виконання наступних вимог: відсутність загрози для життя, здоров'я і нормальної життєдіяльності людей, а також екологічного та матеріального збитку під час зведення нового або відмови вже побудованого об'єкта. Надійність будівельного об'єкта – це здатність його виконувати задані функції та зберігати свої експлуатаційні якості впродовж заданого проміжку часу (проектного терміну експлуатації).

Державне регулювання у будівельній галузі є комплексним і складається із таких основних складових, як правова, економічна, технічна тощо. На сучасному етапі розвитку України регуляторна діяльність у будівництві здійснюється шляхом прийняття: нормативно-правових актів; нормативних актів технічного характеру (державних будівельних норм – ДБН, галузевих будівельних норм – ГБН); нормативних документів (державних стандартів – ДСТУ, стандартів організацій України – СОУ).

Нормативно-правові та нормативні акти технічного характеру є обов'язковими для виконання всіма суб'єктами на території України. Нормативні документи носять рекомендаційний характер.

Будівельні норми є основою для проектування та будівництва безпечних для людини і навколишнього середовища об'єктів. Нормативні документи направлені на забезпечення реалізації вимог, установлених будівельними нормами, актуалізацію і гармонізацію національної нормативної бази відповідно до сучасних завдань будівельної галузі.

Будівельні норми та стандарти у сукупності з процедурами оцінки відповідності становлять сферу технічного регулювання в будівництві і є взаємопов'язаним комплексом документів, спрямованих, у першу чергу, на забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів.

Правовою основою реалізації технічного регулювання в будівництві у теперішній час є Закони України «Про будівельні норми», «Про стандартизацію» та «Про стандарти, технічні регламенти та процедури оцінки відповідності», а також Постанова Кабінету Міністрів України від 20.12.2006 № 1764 «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд».

Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд розроблений із урахуванням вимог Директиви Ради Європи 89/106/ЕЕС від 21.12.1988 про зближення законів, підзаконних актів та адміністративних положень держав-членів Ради ЄС стосовно будівельних виробів.

Згідно з Технічним регламентом споруди в цілому та окремі їх частини повинні відповідати своєму функціональному призначенню і основним вимогам безпеки. За умови належної експлуатації споруд основні вимоги мають виконуватися протягом обґрунтованого строку служби будівель і споруд з урахуванням передбачуваних впливів.

Основними вимогами до споруд є такі:

1. *Забезпечення механічного опору та стійкості.* Навантаження на споруду під час зведення та експлуатації не повинні призводити до її руйнування в цілому чи окремих частин або деформацій, більших ніж допускаються будівельними нормами.

2. *Дотримання вимог пожежної безпеки, а саме:*

- збереження несучої здатності конструкцій під час пожежі протягом певного часу;
- обмеження поширення вогню та диму в споруді, а також на сусідні споруди та прилеглі території;
- забезпечення евакуації людей із споруди або їх порятунку іншим способом;
- забезпечення безпеки рятувальних команд.

3. *Забезпечення санітарної безпеки життя і здоров'я людини, захисту довкілля.* Споруда повинна відповідати вимогам законодавства щодо охорони здоров'я та навколишнього природного середовища.

4. *Забезпечення безпеки експлуатації.* Під час експлуатації споруд повинні бути виключені ризики нещасних випадків.

5. *Забезпечення захисту від шуму.* Рівень шуму та вібрації у спорудах не повинен перевищувати встановлені норми.

6. *Забезпечення економії енергії.* Під час проектування, зведення споруди та монтування її обладнання потрібно забезпечувати ефективне використання енергії, необхідної для експлуатації, з урахуванням кліматичних умов.

З метою реалізації вимог Технічного регламенту Мінрегіонбудом України затверджено та введено в дію шість державних будівельних норм, які конкретизують основні вимоги безпеки:

- ДБН В.1.2-6-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість»;
- ДБН В.1.2-7-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека»;
- ДБН В.1.2-8-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини, захист навколишнього природного середовища»;
- ДБН В.1.2-9-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації»;
- ДБН В.1.2-10-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму»;
- ДБН В.1.2-11-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії».

У 2009 р. набрав чинності ДБН В.1.2-14-2008 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», розроблений з урахуванням положень відповідних міжнародних документів:

- ISO 2394:1994 «Загальні принципи забезпечення надійності конструкцій» («General principles on reliability for structures»);
- EN 1990:2002 «Основи проектування конструкцій» («Eurocode-Basis of structural design»);
- ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87) «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету».

ДБН В.1.2-14-2008 регламентує принципи безпеки та надійності будинків і споруд шляхом забезпечення міцності, надійності, експлуатаційної придатності їх складових частин: конструкцій, елементів та основ, а також необхідність забезпечення безпеки та надійності на всіх етапах життєвого циклу будівлі (споруди): ви-

шукування та проектування; виготовлення, транспортування, зберігання будівельних виробів; зведення (монтаж); експлуатація та ліквідація об'єкта.

Основною вимогою до надійності будівельного об'єкта є його відповідність функціональному призначенню та здатність зберігати свої властивості протягом встановленого (проектного) терміну експлуатації.

З метою диференційованої реалізації принципів забезпечення надійності та безпеки нормами вводяться класи наслідків (відповідальності) будівель і споруд, а також категорії відповідальності їх конструкцій та елементів.

Для всіх будівель і споруд встановлені три класи наслідків (ступеня відповідальності), які характеризуються рівнем можливих соціальних втрат і майнових збитків, тобто можливими наслідками, пов'язаними з припиненням експлуатації або втратою цілісності об'єкта:

СС3^{*)} – значні наслідки; **СС2** – середні наслідки; **СС1** – незначні наслідки.

Класи наслідків (відповідальності) визначаються відповідно до характеристик можливих наслідків через відмови будівель і споруд:

- небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті;
- небезпека для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті;
- небезпека для здоров'я і життя людей (або можливе порушення нормальної життєдіяльності людей), які перебувають за межами об'єкта;
- обсяг економічного збитку;
- втрата об'єктів культурної спадщини;
- припинення функціонування комунікацій (споруд) транспорту, зв'язку, енергетики, інших інженерних мереж.

Прийняті значення характеристик можливих наслідків максимально наближені до критеріїв, що визначають рівень надзвичайних ситуацій в Україні.

Для кожного класу (наслідків) відповідальності будівель введені три категорії відповідальності їх конструкцій та елементів:

Категорія А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної неможливості експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної його частини.

*) Позначення «СС» – англійська аббревіатура виразу класи наслідків – Consequences classes.

Категорія Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до порушення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А.

Категорія В – конструкції та елементи, відмова яких не призводить до порушення функціонування інших конструкцій та їх елементів.

При проектуванні будинків і споруд тієї чи іншої категорії наслідків для кожної категорії відповідальності їх конструкцій, кожної розрахункової ситуації і кожної групи граничних станів конструкцій введені коефіцієнти надійності щодо відповідальності в діапазоні від 0,9 до 1,25 (*коефіцієнти відповідальності*).

Таким чином, в Україні вибудовується механізм технічного регулювання, утворений на принципах безпеки та надійності будівель (споруд), що дозволяє реалізувати диференційований підхід до об'єктів будівництва різного рівня відповідальності.

Концептуально цей механізм формується у вигляді системи державних будівельних норм і гармонізується на рівні логічної побудови, термінології та принципів положень з документами Євросоюзу. Зокрема, здійснюється поступове зближення принципів положень національних будівельних норм із положеннями Єврокодів (EN Eurocodes) – комплектом Європейських стандартів, що складається з 10-ти Єврокодів (10-ти груп), який розроблений Європейським комітетом зі стандартизації (CEN) на основі угоди з Комісією Європейського Співтовариства. Кожен із Єврокодів складається з декількох частин – 58-ми стандартів із проектування конструкцій будівель та споруд.

На основі загальних принципів забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, а також з урахуванням положень стандартів комплексу Єврокодів в Україні завершується розроблення аналогічного національного комплексу (10-ти груп державних будівельних норм і стандартів) із проектування.

Основоположними ДБН 10-ти груп національного комплексу є наступні:

1. ДБН В.1.2-14:2008 «Система надійності та безпеки в будівництві. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»;

2. ДБН В.1.2-2-2006 «Система надійності та безпеки в будівництві. Навантаження і впливи. Норми проектування»;

ДБН В.1.1-7-2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва»;

3. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»;

4. ДБН В.2.6-163:2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу»;

5. ДБН В.2.6-160:2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення»;

6. ДБН В.2.6-161:2010 «Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення»;

7. ДБН В.2.6-162:2010 «Конструкції будинків і споруд. Кам'яні і армокам'яні конструкції. Основні положення»;

8. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування»;

9. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України»;

10. Проект ДБН В.2.6-XX:201X «Конструкції будинків і споруд. Алюмінієві конструкції. Основні положення».

З урахуванням положень основоположних державних будівельних норм переглядаються і розробляються будівельні норми і стандарти, що враховують функціональну специфіку будівель (споруд) та їх складових частин, а також особливості процесу їх проектування, виготовлення будівельних виробів, зведення (монтажу), експлуатації (використання) та ліквідації.

Як свідчить практика, для реалізації забезпечення безпеки та надійності будівель (споруд) тільки механізму технічного регулювання недостатньо. В Україні встановлений відповідний механізм правового регулювання у галузі будівництва (рівня законодавства і підзаконних актів).

У 2011 р. набрав чинності Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності», яким введено правовий механізм регулювання у сфері будівельної діяльності з диференціацією (з більш глибоким поділом) усіх об'єктів будівництва на п'ять категорій складності (I–V).

Відповідно до цього Закону категорія складності об'єкта будівництва визначається згідно з

державними будівельними нормами і стандартами на підставі класу наслідків (відповідальності) об'єкта будівництва (СС). Віднесення об'єкта будівництва до тієї чи іншої категорії складності здійснюється проектною організацією та замовником будівництва.

Іншими словами, в Україні введено правовий регулятор у галузі будівництва, який враховує ступінь відповідальності будівель і споруд за рівнем їх небезпеки та необхідної надійності та дозволяє диференціювати правові норми, пов'язані, наприклад, із: ліцензуванням суб'єктів будівельної діяльності; розробленням проектною документації на об'єкти будівництва та її експертизою; початком і здійсненням будівельних робіт; здачею та прийманням об'єктів будівництва в експлуатацію та із встановленням відповідальності суб'єктів містобудівної діяльності, експлуатації об'єктів будівництва.

На даному етапі встановлено взаємозв'язок між категоріями складності (I, II, III, IV і V категорії) об'єктів будівництва і трьома класами наслідків (відповідальності) будівель і споруд (СС1; СС2; СС3):

- СС1 відповідають I і II категорії складності;
- СС2 відповідають III і IV категорії складності;
- СС3 відповідає V категорія складності.

Крім того, до класу наслідків СС3 і відповідно до V категорії складності віднесено об'єкти будівництва, що можуть спричинити виникнення надзвичайної ситуації техногенного або природного характеру та вплинути на стан захисту населення і територій, а також об'єкти, які становлять підвищену екологічну небезпеку. Перелік таких об'єктів будівництва встановлюється на рівні правових актів Уряду України.

Таким чином, в Україні закладені правові та технічні основи для подальшого системного формування правової та технічної нормативної бази будівельної галузі на основі принципів безпеки та надійності об'єктів будівництва.

З метою забезпечення гармонізації нормативної бази України з нормативною базою Європейського Союзу Законом України «Про будівельні норми», в редакції від 17.02.2011 р., встановлено «період одночасної дії будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, і будівельних норм, гармонізованих із нормативними документами Європейського Союзу (або інших будівельних норм, кодів)», тобто на законодавчому рівні закладено основи співіснування двох паралельних «гілок» будівельних норм у галузі проек-

тування будівельних конструкцій, близьких за своєю логічною побудовою і базовим положенням, у т.ч. щодо основних вимог безпеки.

Механізм застосування та одночасна дія цих двох «гілок» будівельних норм на території України регламентується Постановою Кабінету Міністрів України від 23.05.11 № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, і будівельних норм, гармонізованих із нормативними документами Європейського Союзу».

Початком періоду одночасної дії національних будівельних норм і будівельних норм, гармонізованих із нормативними документами ЄС, є дата набрання чинності ДБН А.1.1-94:010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення», який регламентує правила та особливості застосування Єврокодів в Україні.

Головними особливостями застосування Єврокодів при проектуванні є: необхідність розробки національних програм, які враховують місцеві умови будівництва (тобто параметрів проектування, що встановлюються на національному рівні та відкриті в кожній частині Єврокоду); умови, за якими неможливе одночасне застосування будівельних норм різних «гілок» при проектуванні одного і того ж об'єкта.

У 2010 р. в Україні було прийнято також перший пакет Єврокодів у вигляді 20-ти національних стандартів, ідентичних Європейським стандартам групи А. Цей пакет стандартів містить вимоги щодо проектування різних типів конструкцій і реалізує вимоги до механічної стійкості, пожежної безпеки (вогнестійкості конструкцій), частково до довговічності. Пакет відповідає, в основному, першим двом частинам кожного з 10-ти Єврокодів.

Існування двох окремих «гілок» будівельних норм у галузі проектування конструкцій будівель і споруд не створить протиріч, а, навпаки, дасть змогу: здійснювати альтернативні перевірки розрахунки конструкцій для відповідальних будівель і споруд; поступово підготувати українських проектувальників та інших учасників будівельної галузі до застосування Європейських стандартів, а також сприятиме подальшому поступовому зближенню національних і Європейських стандартів у сфері безпеки будівництва та виробництва будівельних виробів.

Надійшла 17.08.2011 р.

УДК 539.3; 624.04

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОНСТРУКЦИИ НАВЕСА НСК «ОЛИМПИЙСКИЙ» ПРИ ЛОКАЛИЗОВАННОМ ТЕПЛОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Поставлена задача о нелинейном структурном анализе конструкции навеса над трибунами Национального спортивного комплекса «Олимпийский» под действием заданных гипотетических локализованных тепловых воздействий от пожара, выполнен расчет его напряженно-деформированного состояния, устойчивости и частот свободных колебаний. Учтено наличие полей предварительных напряжений. Приведены результаты численных исследований, полученные методом конечноэлементного моделирования.

The problem about computer analysis of the roof above the National Sport Complex «Olimpiyskiy» is stated for the case of local hypothetical fire action. The problem consists in non-linear calculation of the system stress-strain state and its stability, as well as in modal analysis of its prestressed structure. The results of numerical investigations gained by the methods of FE simulation are adduced.

Ключевые слова: конструкция навеса стадиона, тросово-стержневая система, предварительные напряжения, тепловые воздействия, устойчивость, колебания, нелинейный конечноэлементный расчет.

Конструкция навеса спроектирована в виде тросово-стержневой системы, геометрическая неизменяемость и жесткость которой обеспечиваются за счет ее предварительного напряжения на стадии монтажа [1].

Покрытие навеса перекрывает трибуны для зрителей, а также часть территории вокруг стадиона и беговую дорожку.

Современные проектные решения данной конструкции, новые технологии строительства и монтажа, а также высокие требования к надежности приводят к необходимости более детальной проверки возможности наступления критических состояний в наиболее ответственных несущих конструктивных элементах навеса. С этой целью ООО «Украинский институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского» было проведено конечноэлементное моделирование статической и динамической прочности, устойчивости и колебаний конструкции навеса при самых неблагоприятных сочетаниях статических и динамических нагрузок [2].

Несущая конструкция системы включает 80 стальных колонн коробчатого сечения, связанных с ними верхнего и нижнего стержневых силовых колец и одного внутреннего тросового кольца, соединенного со стержневой конструкцией верхними и нижними радиальными тросами, служащими также для поддержки мембраны покрытия (рис. 1).

В соответствии с ДБН В.1.2-2.2006 «Навантаження і впливи» при выполнении проверочных расчетов в качестве основных видов нагрузок были выбраны [2]: нагрузка предварительного напряжения системы, а также снеговая, ледовая, ветровая, температурная и сейсмическая нагрузки.



В.И. Гуляев

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



В.В. Гайдайчук

зав. кафедрой теорет. механики Киевского национального университета строительства и архитектуры, главный научный сотрудник отдела моделирования конструкций ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», д.т.н., профессор



С.Н. Худолий

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



Е.И. Борщ

ассистентка кафедры высшей математики Национального транспортного университета

Ветровая нагрузка задавалась в соответствии с украинскими строительными нормами, а интенсивность ветрового давления и характер его распределения по элементам конструкции определялись по модельным испытаниям в аэродинамической трубе.

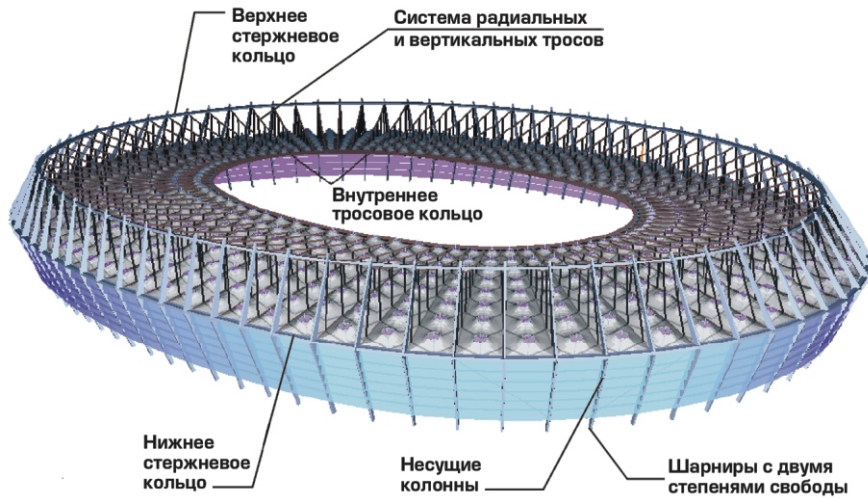


Рис. 1. Конструктивная схема навеса над трибунами НСК «Олимпийский»

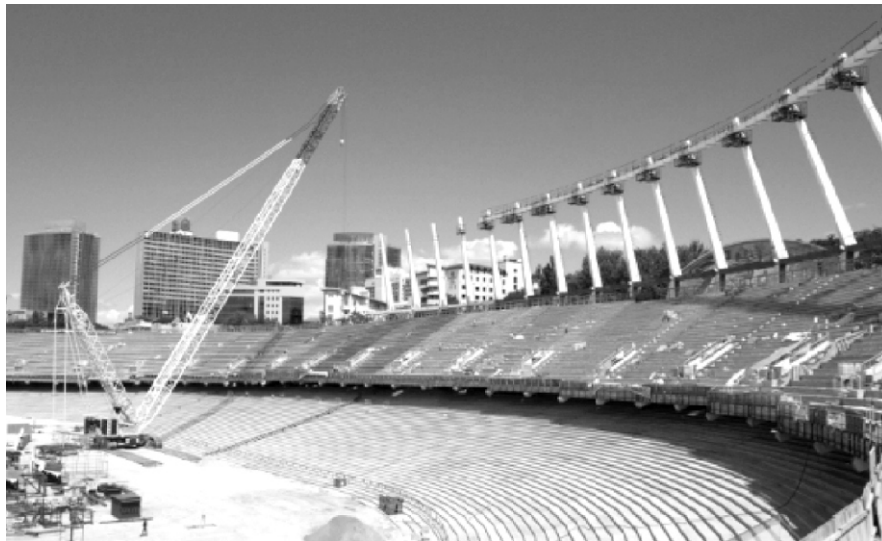


Рис. 2. Фрагмент несущей конструкции навеса на стадионе монтажа

Была предусмотрена также проверка напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкции навеса под действием дополнительных сил преднапряжения, вызванных геометрическими неточностями, допущенными на этапе монтажа. Такая необходимость обусловлена сложностью системы, негоризонтальностью опорного фундамента и статической неопределимостью расчетной схемы конструкции (рис. 2).

Выполнен расчет наиболее ответственных несущих конструкций системы в ее критических состояниях. С применением метода конечных элементов [1–4] рассчитаны напряженно-деформированное состояние системы, ее устойчивость и колебания при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок. Анализ показал [2],

что даже для самых неблагоприятных сочетаний предельных значений нагрузки максимальное по модулю напряжение в стержневых подконструкциях значительно меньше предела текучести 355 МПа, а расчетные значения сил в тросах остаются положительными и почти в два раза меньше их предельных значений.

Расчеты бифуркационного выпучивания конструкции навеса свидетельствуют, что она имеет достаточный запас глобальной устойчивости.

Сравнительно высокие значения трех низших частот свободных колебаний (0,25 Гц, 0,27 Гц, 0,29 Гц) такого крупно-размерного и массивного сооружения и их малая зависимость от характера распределения снега по поверхности покрытия свидетельствуют о достаточной динамической жесткости системы.

Сопоставление результатов расчета, выполненного с учетом действия эксплуатационных температурных нагрузок и без учета этих нагрузок показывает, что поле внутренних напряжений мало зависит от температурных воздействий

рассматриваемого типа. Поэтому можно считать, что данная конструкция слабочувствительна к равномерно распределенным температурным полям [2].

В дальнейшем согласно договору с ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций» в рамках научного сопровождения работ по определению огнестойкости стальных конструкций навеса над трибунами и проектированию их огнезащиты был выполнен расчет системы при локализованных тепловых воздействиях.

Моделирование температурных полей в конструкции навеса. Принято, что пожар локализован таким образом, что из восьмидесяти колонн конструкции нагреву подвергается лишь

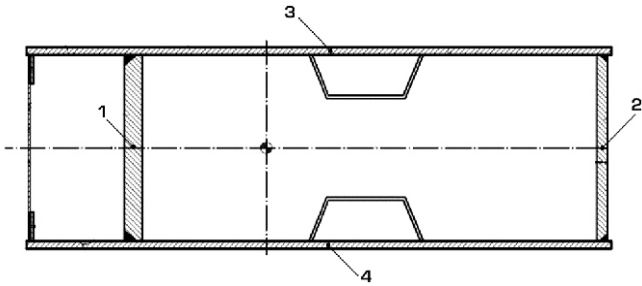


Рис. 3. Схема расположения реперных точек (1–4) температурного поля в сечении колонны

одна из них совместно с примыкающими участками металлических конструкций нижнего и верхнего силовых колец. Поскольку при нагреве конструкций, как правило, более опасными

являются локальные тепловые воздействия, можно считать, что принятая схема теплового воздействия идет в запас прочности системы.

Всего рассмотрено три сценария пожарного процесса, отличающихся временем горения и его локализацией. Для расчетов прочности был выбран сценарий № 3, для которого характерны наиболее интенсивные процессы горения, приводящие к наибольшим значениям температуры и ее градиентов. В качестве исходных данных Заказчиком представлены значения температур в четырех реперных точках сечения колонны (рис. 3). Выбран момент времени пожара по этому сценарию, когда температура имеет наибольшее значение.

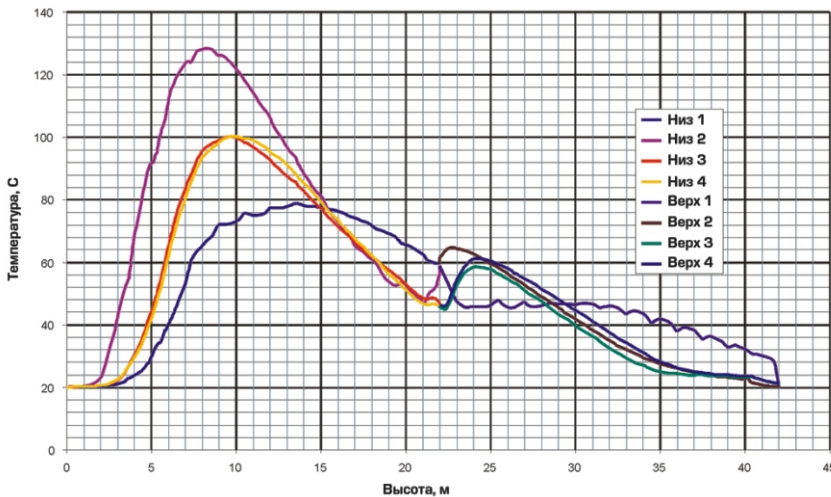


Рис. 4. Графики изменения значений температуры в реперных точках колонны (сценарий 3)

На рис. 4 показаны графики изменения значений температуры в реперных точках по высоте колонны от ее нижней точки $z = 0$ до верхней $z = 42$ м, по которым методом усреднения подсчитывались значения температур $T(y, z)$ в промежуточных узловых точках конечноэлементной модели, как функции координат y и z .

С помощью приведенных диаграмм и построенных соотношений сформированы поля температур во всех узловых точках выделенной колонны и примыкающих силовых колец. На рис. 5,а показаны значения температур, которые введены в расчетную модель. Каждому оттенку цветовой палитры на схеме модели соответствует свое значение температуры, на рис. 5,б отражена более детальная схема распределения температур на фасадной (нижней) части колонны. Здесь представлено поле температур на внутренних подконструкциях выделенного фрагмента (диафрагмах и внутренних ребрах, для наглядности левая стенка условно отделена).

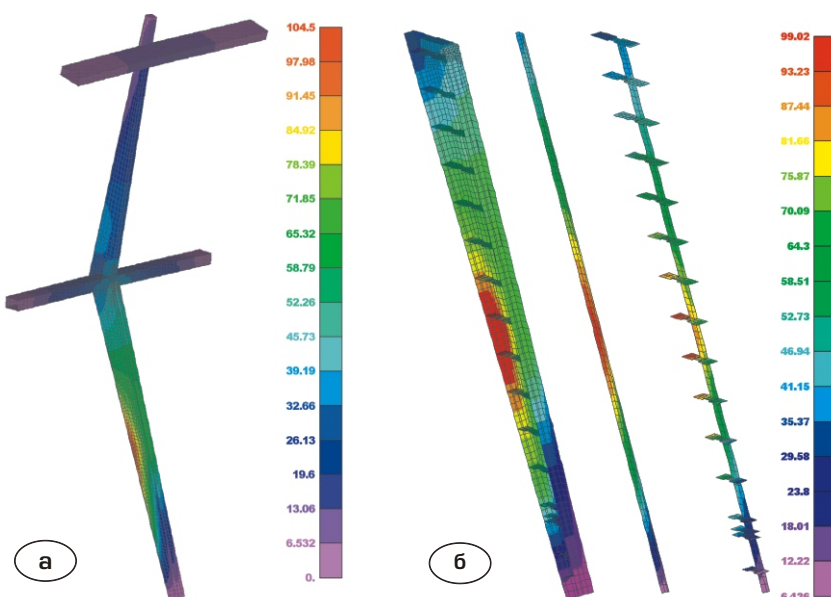


Рис. 5. Поле распределения температуры в колонне и элементах силовых колец (а) и во внутренних конструктивных элементах колонны (б)

Построенные значения поля температур от воздействия пожара вводились в узловые точки конечноэлементной модели и проводился расчет конструкции в сочетании с другими силовыми воздействиями.

Конструктивные особенности системы, влияющие на ее термонапряженное состояние. Во-первых, анализируемая система состоит из сравнительно гибких стержневых элементов (колонн и силовых колец), соединенных тросами. Во-вторых, вся она связана с основанием с помощью двухстепенных шарниров на нижних концах колонн, позволяющих колоннам свободно поворачиваться без формирования в них дополнительных изгибающих моментов и напряжений. Благодаря этим двум факторам, несмотря на то, что конструкция является статически неопределимой, она становится весьма податливой и слабочувствительной к дополнительным монтажным или температурным перемещениям ее узлов за счет упругой компенсации искажений ее формы. Этим факторам было уделено особое внимание при анализе ее термоупругого деформирования, которое, как оказалось, сопровождается сравнительно небольшими термоупругими напряжениями.

Методика конечноэлементных расчетов. Расчеты прочности и устойчивости конструкции навеса под действием тепловых возмущений от пожара проведены методом конечных элементов [3–6]. Конечноэлементная модель сооружения составлена путем аппроксимации всех несущих подконструкций (колонн, верхнего и нижнего сжатых колец, внутреннего тросового кольца, радиальных верхних и нижних растяжек, а также вертикальных соединительных тросов) балочными конечными элементами, упруго деформируемыми под действием продольных сил, изгибающих моментов в двух плоскостях и крутящих моментов.

Мембрана покрытия не является несущей конструкцией, однако в КЭ модели она использовалась для передачи нагрузок от вспомогательного оборудования на базовые узлы. Поэтому она моделируется пластинчатыми конечными элементами малой изгибной жесткости.

Кроме того, поскольку одна из колонн в зоне пожара (расположена по оси 10) совместно с примыкающими к ней частями силовых колец испытывают действие существенно неоднородного теплового поля, они моделировались пластинчатыми конечными элементами (см. рис. 5). В нижних точках колонны опираются на шарниры с двумя степенями свободы, допускающие повороты в двух вертикальных плоскостях.

Поскольку соответствующая стержневая модель конструкции навеса является статически неопределимой, дополнительное тепловое воздействие на ее подконструкции приводит к возникновению в них тепловых напряжений. В пластинчатых элементах они подсчитываются по формуле

$$\sigma_{ij} = 2 \nu_{ij} [\sigma_{kk} [3 - 2 \nu_{kk}] \alpha_T (T - T_0)]_{ij}, \quad (1)$$

где σ_{ij} – компоненты тензора деформаций; ν_{ij} – коэффициенты Ляме при изотермическом деформировании; T_0 , T – начальное и текущее значения температуры; α_T – коэффициент теплового линейного расширения; ν_{ij} – символ Кронекера.

Если известны напряжения σ_{ij} , то деформации вычисляются так:

$$\epsilon_{ij} = \frac{(1 - \nu_{ij}) \sigma_{ij}}{E} - \frac{\nu_{kk} \sigma_{kk}}{E} \alpha_T (T - T_0) \nu_{ij}. \quad (2)$$

Здесь E – модуль упругости материала; ν_{ij} – коэффициент Пуассона.

В связи с тем, что в исходном состоянии конструкция навеса преднапряжена начальными напряжениями, расчеты ее нагружения тепловыми воздействиями проводятся в нелинейной постановке. Поэтому применяется шаговый алгоритм метода продолжения по параметру с дополнительными итерациями на каждом шаге процедуры Ньютона-Рафсона. При этом происходит перестраивание линеаризованной матрицы жесткости с учетом изменения в процессе нагружения конструкции ее геометрии и внутренних преднапрягающих сил.

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

$$[K] \{ u \} = \{ f \} + \{ r \}, \quad (3)$$

где $[K]$ – линеаризованная матрица жесткости системы; $\{ u \}$ – искомый вектор приращений перемещений; $\{ f \}$ – вектор приращений заданных сил (температуры); $\{ r \}$ – вектор невязок. В данном случае внешними воздействиями также являются заданные усилия предварительных напряжений в тросовых элементах и остальных частях конструкции.

Так как при некоторой комбинации внутренних сил предварительного напряжения и воздействия теплового поля конструкция может

потерять устойчивость, было исследовано выпучивание ее элементов на основе постановки проблемы на собственные значения для линеаризованной системы алгебраических уравнений [7–9].

$$|K - \lambda_i L| = 0, \quad (4)$$

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

Расчеты конструкции навеса в условиях ее преднапряжения начальными усилиями в тросах, силами веса всех ее элементов и тепловых воздействий по сценарию 3 выполнены при следующих значениях характерных величин конечноэлементной модели: число конечных элементов – 14366, узлов – 13948, общее число искомым переменных – 56248.

Результаты расчетов НДС конструкции навеса с учетом тепловых возмущений. При проведении расчетов прочности и устойчивости конструкции навеса стадиона с учетом действия теплового поля был выбран сценарий 3 пожара, отличающийся большими значениями температур. Рассмотрены следующие статические напряженно-деформированные состояния системы, вызванные:

Случай 1 – преднапряжением конструкции и действием сил собственного веса. Конструкция не подвергается воздействию теплового поля от пожара.

Случай 2 – преднапряжением конструкции и действием сил собственного веса и воздействием теплового поля от пожара (сценарий 3).

Случай 3 – преднапряжением конструкции, действием сил собственного веса и снеговой нагрузкой, равномерно распределенной по поверхности покрытия. Конструкция не подвергается воздействию теплового поля от пожара.

Случай 4 – преднапряжением конструкции, действием сил собственного веса и снеговой нагрузкой, равномерно-

но распределенной по поверхности покрытия. Конструкция подвергается воздействию теплового поля от пожара (сценарий 3).

Общая схема деформирования системы для случая 2 представлена на рис. 6. Сравнение результатов расчета без пожара и с учетом действия теплового поля (максимальное перемещение в обоих случаях составило 0,531 м) свидетельствует о том, что значения максимальных перемещений изменились незначительно.

Эту особенность упругого деформирования системы можно объяснить тем, что ее наибольшее перемещение является интегральной характеристикой и поэтому локальный нагрев одной из ее восьмидесяти колонн не привел к изменению этой величины.

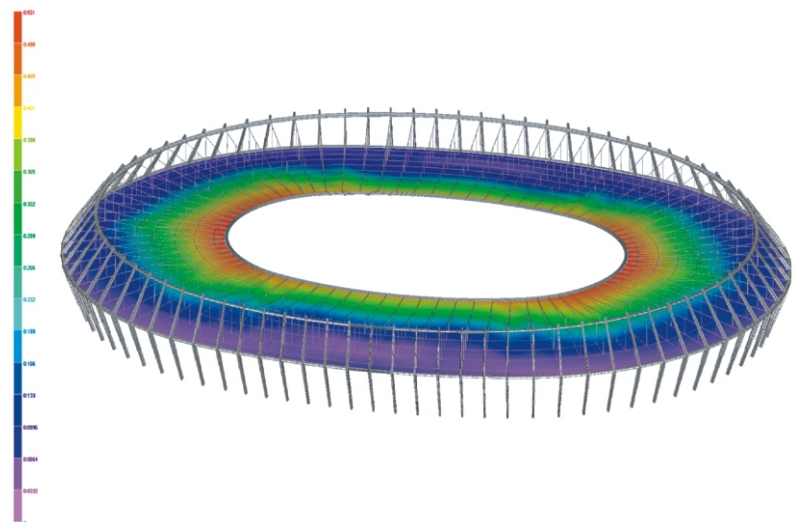


Рис. 6. Схема конструкции навеса в деформированном состоянии под действием собственного веса, усилий преднапряжения и теплового поля от пожара (м)

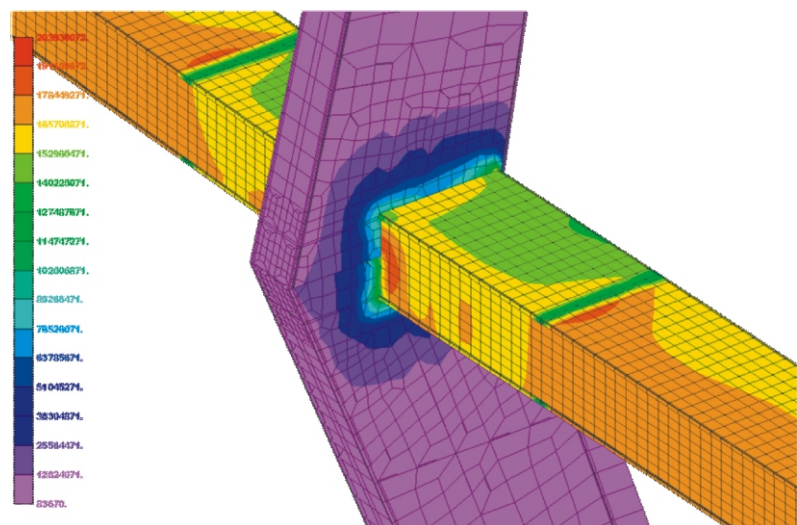


Рис. 7. Распределение напряжений в конструкции стыка колонны и нижнего кольца под действием сил тяжести, усилий преднапряжения и теплового поля от пожара (Па)

Значения напряжений в наиболее напряженной зоне соединения колонны 10 с нижним силовым кольцом представлены на рис. 7. Их анализ показывает, что значения максимальных напряжений также изменились мало (без теплового воздействия $\sigma_{\max} = 171,8$ МПа и при тепловом воздействии $\sigma_{\max} = 203,9$ МПа), и они намного меньше предельных значений предела текучести $\sigma_T = 355$ МПа.

Значения напряжений и усилий в силовых кольцах и тросах также изменились несущественно и остались намного меньше предельных.

С целью анализа влияния теплового воздействия на работоспособность конструкции навеса проведены расчеты системы по третьему сценарию распределения температур для случаев воздействия на навес нагрузки от собственного веса, предварительного напряжения и дополнительной нагрузки от снега интенсивностью $1,24 \text{ кН/м}^2$ (случай 4).

Выполненные расчеты показали, что полученные значения перемещений без учета нагрузок от пожара и с их учетом отличаются незначительно (табл. 1).

Влияние теплового воздействия от пожара на напряженно-деформированное состояние наиболее напряженных элементов конструкции колонны (ось 10) и прилегающих силовых колец можно проследить по результатам расчетов, приведенных в табл. 2.

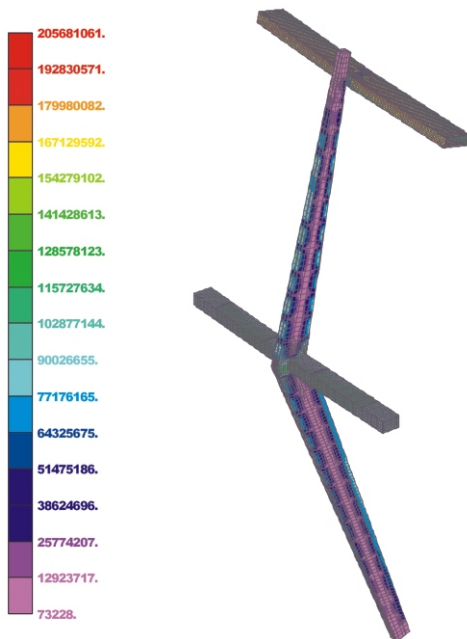


Рис. 8. Распределение напряжений в конструкциях колонн под действием усилий преднапряжения, сил тяжести, снеговой нагрузки и теплового поля от пожара (сценарий 3) (Па)

Таблица 1

Случай	Виды воздействий	Значения максимального перемещения в элементах конструкции, м
1	Усилия предварительного напряжения и собственный вес (без пожара)	0,531
2	Усилия предварительного напряжения и собственный вес (с учетом действия пожара)	0,531
3	Усилия предварительного напряжения, собственный вес и вес снега (без пожара)	1,155
4	Усилия предварительного напряжения, собственный вес и вес снега (с учетом действия пожара)	1,155

Таблица 2

Случай	Виды воздействий	Значения напряжения, МПа, и место его локализации
1	Усилия предварительного напряжения и собственный вес (без пожара)	171,8 нижнее силовое кольцо
2	Усилия предварительного напряжения и собственный вес (с учетом действия пожара)	203,9 нижнее силовое кольцо
3	Усилия предварительного напряжения, собственный вес и вес снега (без пожара)	188,1 верхнее силовое кольцо
4	Усилия предварительного напряжения, собственный вес и вес снега (с учетом действия пожара)	205,7 верхняя часть колонны в зоне пожара

Как видно, значения максимальных напряжений в элементах конструкции значительно ниже их предельной величины. При этом, однако, более заметным стало влияние внутренних диафрагм нагретой колонны на перераспределение напряжений на поверхностях ее стенок (рис. 8).

Был выполнен также расчет глобальной (и локальной) устойчивости конструкции по отношению к заданным воздействиям. Она оценивалась с помощью значения собственного числа в уравнении (4), которое равно множителю, на который нужно умножить заданную нагрузку, чтобы конструкция потеряла устойчивость [2, 7–9]. Вначале был рассмотрен случай действия исходного преднапряжения, собственного веса и теплового поля.

Значение λ_1 показывает, что установленная на основе линейного анализа глобальная потеря устойчивости конструкции навеса произойдет тогда, когда напряжения и усилия в ней в $\lambda_1 = 5,931536$ раз превысят напряжения и усилия,

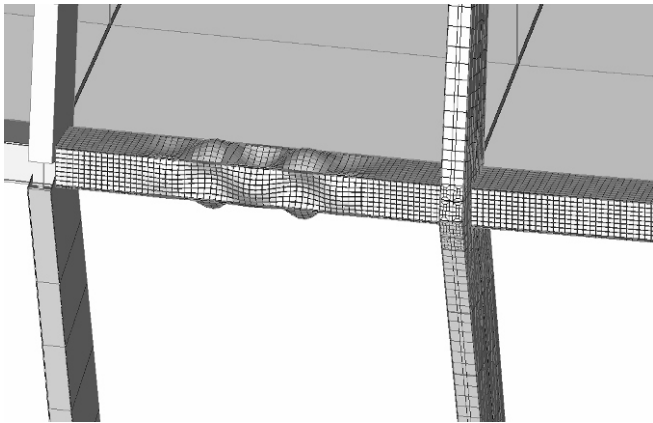


Рис. 9. Вторая мода локальной потери устойчивости конструкции навеса стадиона под действием сил тяжести и усилий преднапряжения (с учетом теплового влияния, сценарий 3) ($\sigma_2 = 7,655571$)

вызванные заданным возмущением. Такой запас глобальной устойчивости можно считать достаточным.

Анализ первой моды глобальной бифуркации показал, что она происходит путем плоского поворота всей системы относительно вертикальной оси, расположенной в ее центре [2].

Вторая мода бифуркации связана с локальным выпучиванием нижнего кольца в зоне его присоединения к нагретой колонне при $\sigma_2 = 7,655574$ (рис. 9). Однако практического значения этот результат не имеет.

Затем решалась задача о потере устойчивости (глобальной и локальной) конструкции навеса для случая, когда дополнительно к рассмотренным выше нагрузкам добавлялась также нагрузка от снега, равномерно распределенная по поверхности покрытия. Расчеты показали, что действие теплового поля совместно с нагрузкой от снега привели к заметному уменьшению первого собственного числа, которое стало равным $\sigma_1 = 3,95942$, хотя форма бифуркации не изменилась, она осталась глобальной. Второе собственное число оказалось

равным $\sigma_2 = 4,00058$. Оно соответствует локальному выпучиванию нижнего силового кольца, но, как указано выше, практического значения это не имеет.

Таким образом, во время нагрева конструкции по сценарию 3 запас ее устойчивости несколько уменьшился, но остался достаточно большим, равным 3,95942.

Вывод.

Проведенные расчеты показали, что даже при самых неблагоприятных сочетаниях силовых и тепловых воздействий полученные значения перемещений без учета нагрузок от пожара и с их учетом отличаются несущественно и составляют 1,155 м.

Влияние теплового воздействия на напряженно-деформированное состояние наиболее напряженных элементов конструкции колонны и прилегающих силовых колец также мало. Так, в случае неучета действия пожара наибольшее значение напряжений локализовано в верхнем силовом кольце и составляет $\sigma_M = 188,1$ МПа. При учете действия пожара наиболее напряженное место переходит на верхнюю часть колонны и составляет 205,7 МПа.

При самой неблагоприятной комбинации нагрузок конструкция навеса имеет запас устойчивости, равный $\sigma_1 = 3,96$.

Можно предположить, что несущественное влияние заданного теплового воздействия на прочность и устойчивость конструкции навеса стадиона в значительной мере обусловлено ее конструктивными особенностями, характеризующимися сравнительно высокой гибкостью несущих элементов и наличием шарниров с двумя степенями свободы в узлах опирания колонн, позволяющих за счет упругой податливости системы компенсировать тепловые перемещения и деформации.

- [1] Лебедич И.Н., Серегин Ю.И. Вантово-подвесное покрытие над трибунами стадиона «Олимпийский» в г. Киеве. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 8–13.
- [2] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Худолий С.Н. Исследование конструкций навеса над трибунами Национального спортивного комплекса «Олимпийский». // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 18–23.
- [3] Шимановский А.В., Лисицин Б.М. Моделирование строительных конструкций. – К.: Сталь, 2006. – 724 с.
- [4] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Сталь, 2002. – 368 с.
- [5] Кузнецов Э.Н. Введение в теорию вантовых систем. – М.: Стройиздат, 1969. – 143 с.

- [6] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – К.: Сталь, 2002. – 597 с.
- [7] Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. – М.: Машиностроение, 1991. – 334 с.
- [8] Гуляев В.И., Баженов В.А., Гацуляк Е.А. Устойчивость нелинейных механических систем. – Львов: Вища школа, 1982. – 254 с.
- [9] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. Том 1. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2007 – 670 стр.

Надійшла 31.05.2011 р.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВИСЯЧИХ ТРУБОПРОВОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ

Рассмотрен проект висячего перехода газопровода. Представлены результаты его оценки, указаны упущения в расчете, а также несовершенства принятых конструктивных решений и метода монтажа трубопровода. Даны рекомендации по их устранению.

Project of suspension crossing of gas pipe is considered. The results his estimation is presented. Omissions in a calculation, and also imperfections of accepted structural decisions and method of pipe laying are defined. Recommendations on their removal are given.

Ключевые слова: висячий переход, балка жесткости, монтаж трубопровода.

При строительстве надземных трубопроводных переходов часто применяют висячие системы, выгодно отличающиеся от традиционных балочных и арочных систем легкостью конструкции, возможностью перекрытия больших пролетов без промежуточных опор, рациональным использованием прочностных свойств материала, малой чувствительностью к различного рода перегрузкам. Висячие переходы трубопроводов могут иметь различные схемы: с одноцепными, решетчатыми вантовыми или радиально-вантовыми фермами, в виде провисающей нити. Причем, независимо от вида принятой схемы висячего перехода необходимо, чтобы применяемые конструктивные решения обеспечивали совместную работу всех его элементов для исключения появления недопустимых напряжений и деформаций в висячей системе. В качестве примера рассмотрим проектное решение висячего перехода действующего магистрального газопровода Ялта–Алушта, разработанного с целью предотвращения чрезвычайных ситуаций на участке трассы газопровода из-за активизации оползня, а также результаты его оценки, позволившие существенно улучшить первоначально принятое проектное решение.

Конструкция висячего перехода газопровода (рис. 1) принята в виде однопролетной висячей системы пролетом 157,5 м и состоит из двух несущих канатов диаметром 42 мм, свободно опирающихся на стальные пилоны и закрепленных в анкерных железобетонных опорах. Несущие канаты подходят к пилонам со стороны пролета под углом 16° к горизонту, а к анкерным опорам уходят от ялтинского и алуштинского пилонов под углами 4° и 21° соответственно. Канаты соединены распорками из уголка 100 8, установленными в местах расположения подвесок. К несущим канатам на вертикальных



В.В. Шалинский
заместитель начальника отдела мостовых и специальных сооружений ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», к.т.н.

стержневых подвесках, выполненных из круглой стали диаметром 20 мм и расположенных с шагом 7,5 м, подвешены балки седловидной формы, поперечное сечение которых принято из двух швеллеров 12П, расположенных полками наружу на расстоянии 130 мм между стенками. По седловидным балкам свободно уложена труба газопровода 325 8 (рис. 2). Для технического обслуживания перехода предусмотрена смотровая тележка, передвигающаяся по монорейсу из двутавра 18М, закрепленного к седловидным балкам на болтовом соединении. Пилоны высотой 18,3 и 14,3 м (алуштинский и ялтинский соответственно) запроектированы в виде плоских рам из листов, прокатных уголков и швеллеров. По верху пилонов предусмотрены оголовки, состоящие из сварных опорных частей с круговым очертанием и седел, на которые с использованием специальных круговых желобов опираются несущие канаты. Опирающие пилоны на опорах принято шарнирным. Поперечная жесткость висячего перехода обеспечивается 12-ю ветровыми оттяжками из канатов диаметром 24 мм, закрепленных к седловидным балкам в 1/7 пролета и расположенных под различными углами к специальным боковым анкерным опорам.

В соответствии с проектом организации строительства монтаж висячего перехода газопровода предусмотрено выполнять следующим образом:

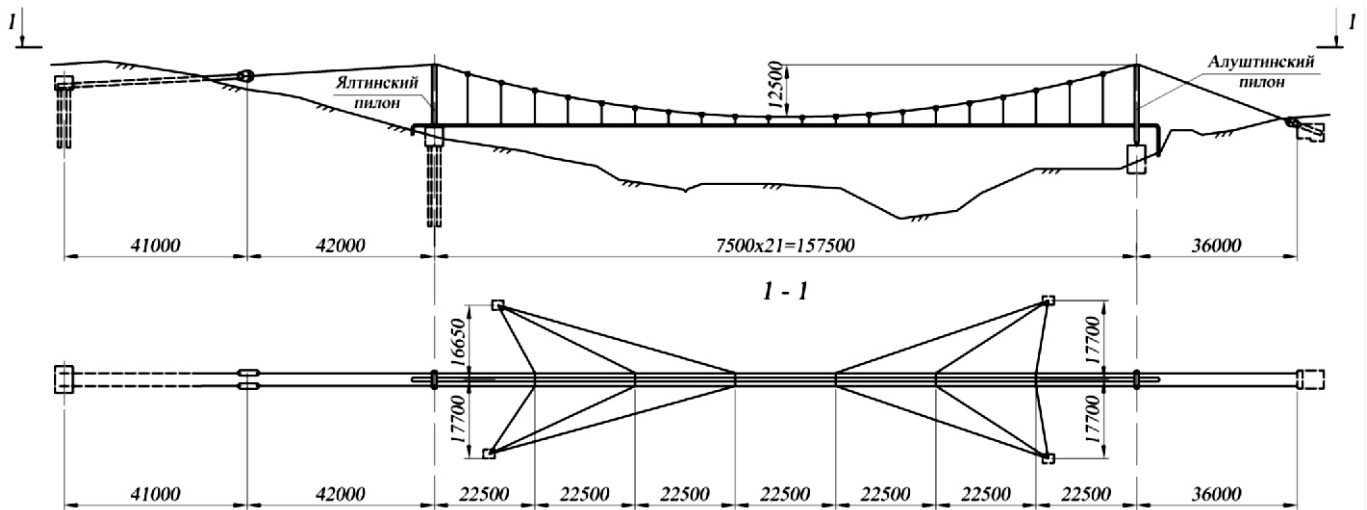


Рис. 1. Висячий переход газопровода

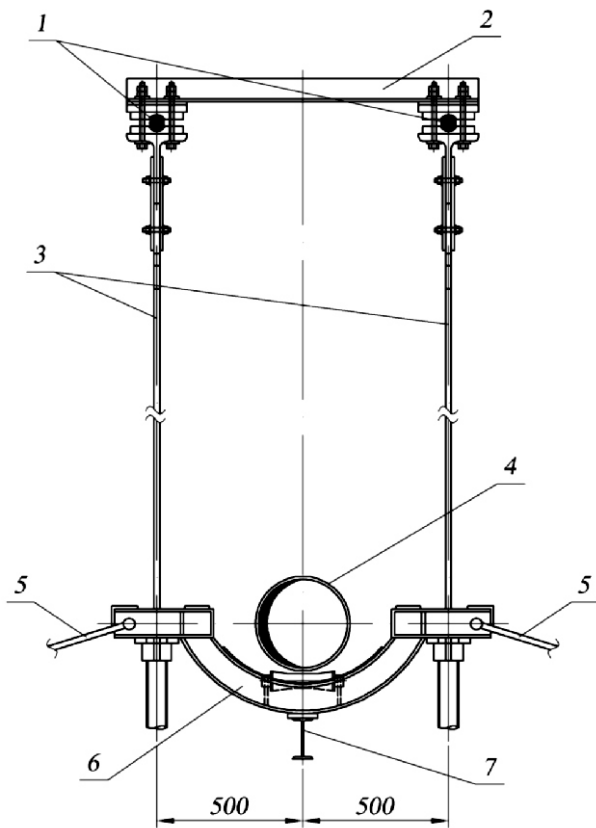


Рис. 2. Поперечное сечение висячего перехода газопровода:

1 – несущие канаты; 2 – распорка; 3 – подвески; 4 – труба;
5 – ветровые оттяжки; 6 – седловидная балка; 7 – монорельс

- установка пилонов в вертикальное положение с помощью временных тросов и трех фундаментов: анкерного и двух под ветровые канаты;
- монтаж несущих канатов с последующим закреплением на оголовках пилонов и в натяжных устройствах;

- отклонение от вертикали осей пилонов натяжными устройствами таким образом, чтобы верх оголовков сместился на 150 и 140 мм – в сторону анкерных фундаментов для алуштинского и ялтинского пилонов соответственно;
- монтаж подвесок, седловидных балок и элементов монорельса с помощью временной и смотровой тележек;
- монтаж трубы газопровода продольной подвижкой вдоль перехода по катковым опорам седловидных балок;
- возврат пилонов в вертикальное положение.

Выполненная оценка проекта висячего перехода газопровода выявила в нем ряд неудачных решений.

Расчет висячего перехода. Проверочный расчет висячего перехода газопровода выполнен при следующих вариантах нагружения:

- собственный вес перехода ($q_0 = 1,75 \text{ кН/м}$);
- симметричное нагружение: собственный вес, нагрузка от снега и гололеда, вес газа ($q_1 = 2,57 \text{ кН/м}$) и изменение температуры ($t = 60^\circ \text{ C}$);
- дополнительное сочетание нагрузок: симметричное нагружение плюс ветровая нагрузка ($q_6 = 0,75 \text{ кН/м}$).

При этом расчет перехода на несимметричное нагружение не проводился в связи с тем, что испытание газопровода предусмотрено выполнять сжатым воздухом, а не водой.

Проверочный расчет висячего перехода выполнен с учетом геометрической нелинейности

по методике [1] в соответствии с [2, 3]. Расчет трубы газопровода показал, что при принятых в проекте конструктивных решениях, исключающих трубу из работы висячей системы, при самом неблагоприятном нагружении (дополнительное сочетание нагрузок) в сечении трубы в середине пролета возникают максимальные напряжения $\sigma_{\max} = 3095,6$ МПа, значительно превышающие расчетное сопротивление материала трубы (сталь Ст. 20) $R_2 = 204,5$ МПа. В связи с этим выполнен повторный проверочный расчет перехода с учетом закрепления трубы в местах расположения подвесок и ветровых оттяжек, анализ результатов которого показал, что при самом неблагоприятном нагружении максимальные напряжения в трубе газопровода возникают в местах крепления ветровых оттяжек $\sigma_{\max} = 117,4$ МПа и не превышают допустимых значений. Проверочный расчет также подтвердил, что принятые сечения несущих канатов, ветровых оттяжек и подвесок отвечают нормативным требованиям по прочности и могут быть использованы в висячем переходе.

Оценка принятых конструктивных решений. В проекте висячего перехода труба не включена в совместную работу с остальными элементами перехода и воспринимается ими в качестве нагрузки. Из-за этого рассматриваемая висячая система является достаточно гибкой и допускает продольные перемещения подвесок с седловидными балками. Увеличить жесткость перехода можно включением трубы в работу висячей системы путем ее закрепления в местах расположения подвесок (рис. 3). Кроме того, принятая конструкция узла опирания трубы газопровода на седловидные балки не предусматривает связи между трубой и ветровыми оттяжками, что приводит к возникновению в трубе напряжений, превышающих допустимое значение. Поэтому для обеспечения совместной работы трубы газопровода и ветровых оттяжек предложена конструкция крепления, приведенная на рис. 3.

Предусмотренное проектом крепление трубы газопровода в местах опирания пилонов посредством ее подвески к пилонам с помощью седловидных балок допускает перемещения трубы перпендикулярно оси перехода. Во избежание этого рекомендован узел крепления трубы, представленный на рис. 4.

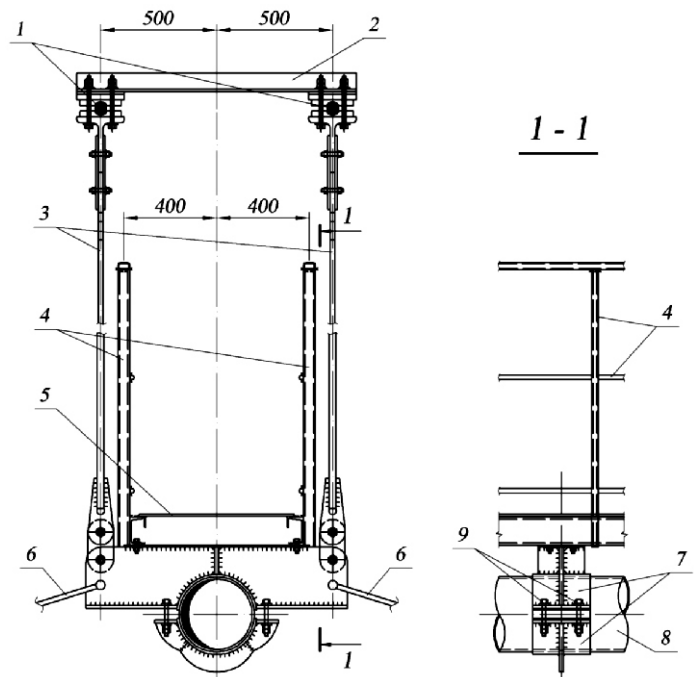


Рис. 3. Рекомендуемая конструкция смотрового мостика и узлов крепления трубы газопровода к подвескам и ветровым оттяжкам:

1 – несущие канаты; 2 – распорка; 3 – подвески; 4 – ограждение смотрового мостика; 5 – смотровой мостик; 6 – ветровые оттяжки; 7 – бандажи; 8 – труба; 9 – болты М24

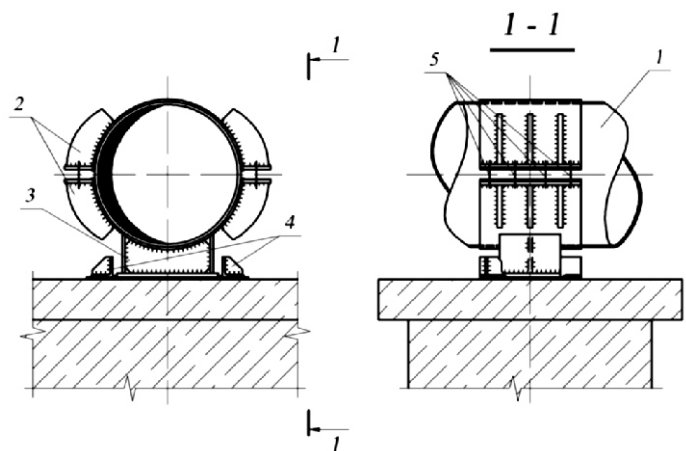


Рис. 4. Рекомендуемый узел крепления трубы газопровода в местах опирания пилонов:

1 – труба; 2 – бандажи; 3 – опорный столик; 4 – упоры; 5 – болты М24

Обслуживание конструкций газопровода согласно проекту предусмотрено с помощью подвесной тележки, передвигающейся по подвешенному к седловидным балкам монорельсу. В целом применение таких эксплуатационных устройств в надземных газопроводах допускается, но на практике они себя не оправдывают в

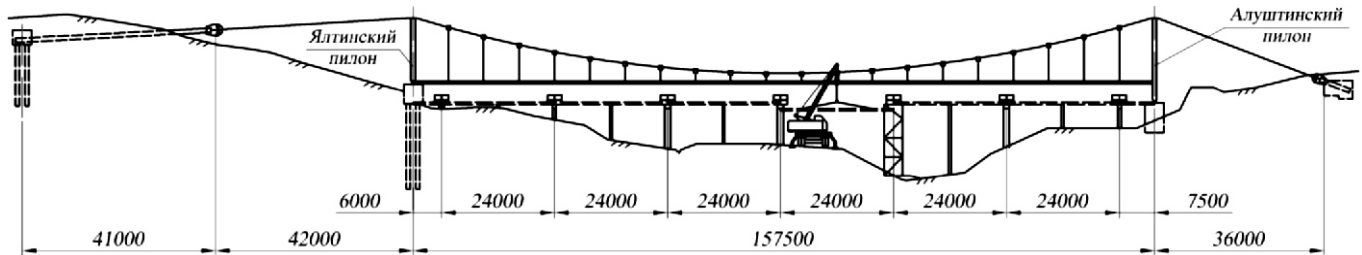


Рис. 5. Принципиальная схема монтажа трубопровода

связи с относительно большой подвижностью висячих систем, приводящей к заклиниванию тележек. Ввиду этого, более эффективным и хорошо зарекомендовавшим себя решением для обслуживания надземных газопроводов является устройство смотровых мостиков [4], позволяющих не только обеспечить полный доступ к висячим конструкциям, но и усилить балку жесткости с одновременным уменьшением деформативности висячей системы.

Оценка проекта организации строительства.

Согласно разработанному проекту укладка трубы газопровода в пределах перехода осуществляется методом продольной надвигки с последовательным наращиванием трехтрубных секций. Однако данный способ укладки трубы газопровода является нереализуемым, поскольку при надвигке трубы возникнет неравномерное нагружение висячей системы, неизбежно приводящее к большому S-образному прогибу несущих канатов [4]. Последнее приведет не только к возникновению больших напряжений в трубе, но и сделает невозможным ее дальнейшую надвигку из-за больших неравномерных прогибов. В связи с этим рекомендуется произвести монтаж трубопровода навесным способом (рис. 5), согласно которому заготовленные заранее трубы (например, длиной 24,0 м) с бандажами и столиками для крепления подвесок и

служебного мостика подаются в пролет для последующего укрупнения в единую плетть. Учитывая неравномерный профиль уровня земли, участки труб укладываются на временные опоры на отметке -5,000 м от проектного положения низа трубы, где они свариваются. Готовый участок трубопровода для закрепления к подвескам поднимается полиспастами и двумя автокранами. Закрепление трубы к подвескам и корректировка их продольного профиля производится с передвижной автомобильной стреловой вышки, которую последовательно перемещают вдоль оси перехода. Одновременно с монтажом трубы выполняется установка и натягивание ветровых оттяжек. После этого смонтированный трубопровод соединяется с трубопроводом трассы.

Выводы. Анализ результатов оценки проекта висячего перехода газопровода свидетельствует о том, что:

- при проектировании висячих трубопроводных переходов следует учитывать опыт проектирования аналогичных сооружений, что позволит избежать многих неудачных решений;
- принятые конструктивные решения должны в обязательном порядке обеспечивать соответствие расчетных схем и действительных условий работы конструкций.

[1] Киреенко В.И., Шимановский В.Н., Коршунов Д.А., Смирнов Ю.В. Висячие трубопроводные переходы. – К.: Изд-во «Будівельник», 1968. – 160 с.

[2] ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування.

[3] СНиП 2.05.06-85 Магистральные трубопроводы.

[4] Шимановский В.Н. Висячие системы. – К.: Изд-во «Будівельник», 1984. – 208 с.

Надійшла 12.11.2010 р.

УДК 624.014.2.001.4

ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ АРМАТУРИ МЕТОДОМ «ЗРІЗУ НАРІЗКИ»

При забезпеченні безпеки будівель та споруд особлива увага приділяється оцінюванню міцнісних властивостей матеріалів. Методи неруйнівного контролю сталі постійно розвиваються. Методика «зрізу гвинтової нарізки» дає уявлення про реальні якісні характеристики металу і дозволяє проводити тести, неможливі при використанні традиційних способів.

At the estimation of safety of on-the-road buildings the special attention is taken determination of properties of materials. The methods of tests non-destructive steel develop constantly. The method of «cut of screw-thread» represents the real qualities of metals, and allows to test, inaccessible for traditional methods.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, скінченні елементи, неруйнівні та числові методи.

Сучасна система господарювання в Україні вирішальним чином залежить від технічного стану експлуатованих основних фондів, до яких відносяться також і будівлі та споруди. У теперішній час вартість основних фондів України становить майже 850 млрд. грн. (понад 20 річних бюджетів країни), а середня зношеність сягає 45 %. Тільки в базових галузях народного господарства експлуатується понад 250 млн. м³ залізобетонних конструкцій, ресурс яких використаний більш як на 50 %.

У зв'язку з цим надзвичайно важливою є проблема оцінювання технічного стану як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому. Актуальним залишається визначення технічного стану конструкцій на момент обстеження і прогнозування його зміни в майбутньому. Достовірне оцінювання та прогнозування дає можливість попередити виникнення аварій конструкцій та пов'язаних із ними збитків, раціонально використовувати кошти на виконання поточних та капітальних ремонтів, а також регулювати технічний стан таким чином, щоб досягти найбільшої ефективності використання основних фондів.

Цю проблему можна вирішити шляхом створення науково обґрунтованої достовірної методології оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель та споруд на основі отриманих за результатами обстежень даних про характеристики застосованих матеріалів та конструкцій [1]. Актуальність роботи обумовлюється тим, що чинні в Україні нормативні документи [2, 3] не дають можливості достовірно визначити технічний стан як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому через відсутність можливості визначення характеристик арматури та металу безпосередньо в конструкціях.



Ю.А. Отрош
старший викладач Академії пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля (м. Черкаси)

Метою роботи є розроблення математичної моделі деформування з'єднання «гвинт-гайка» при висмикуванні гвинта із застосуванням методу скінченних елементів для визначення міцності арматури методом «зрізу нарізки».

При оцінюванні безпеки будівель і споруд, що експлуатуються, важливу роль відіграє діагностика та натурні обстеження технічного стану конструкцій та їх елементів (здатність виявляти видимі дефекти або їх наявність, а також визначати контрольовані параметри при випробуваннях матеріалу методами неруйнівного контролю). Метод визначення фактичних механічних характеристик металу, з якого виготовлені металеві конструкції та арматура залізобетонних конструкцій, має велике значення як щодо можливості та зручності застосування, так і достовірності отриманих даних. Неруйнівні методи випробувань мають ряд недоліків, а саме: користування непрямыми показниками та велика похибка, яка може сягати 15...20 %. Тому такі випробування мають виконуватись паралельно із випробуванням на розтяг.

Неруйнівні методи випробувань набули подальшого розвитку у вигляді методу «зрізу нарізки», який дає змогу отримувати реальні характеристики металу шляхом випробувань матеріалу в конструкції. Прилад для реалізації цього методу в натурі розробив Іванов А.П. [4, 5, 6].

Аналітичних виразів для визначення напружень у будь-якій точці суцільного пружного тіла, що має отвір з нарізкою від навантаження, яке прикладене на одну з граней витків, не існує. Але напруження можливо визначити за допомогою числових методів при певних розмірах та деформативних характеристиках тіла, що досліджується. Найбільш відомими числовими методами є: метод скінченних різниць, метод граничних елементів та метод скінченних елементів. Скористаємось методом скінченних елементів (ОК ЛІРА) в переміщеннях, який останнім часом набув широкого застосування у числових дослідженнях. Розв'яжемо задачу у тривимірній постановці, тобто в кожному вузлі будемо обчислювати три лінійних переміщення уздовж трьох осей декартових координат:

$$a_i = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{pmatrix}, \quad (1)$$

де u_i , v_i та w_i – відповідно переміщення уздовж осей x , y та z i -го вузлів.

Скористаємось просторовими ізопараметричними шести- та восьмивузловими скінченними елементами, у яких напруження визначаються в геометричних центрах кожного із них. У результаті дії осьового висмикувального зусилля в нарізці виникають нормальні напруження σ_x , σ_y , σ_z та дотичні τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} , які пов'язані з деформаціями наступним виразом:

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\}, \quad (2)$$

де $\{\sigma\}$ – вектор напружень; $\{\epsilon\}$ – вектор деформацій; $[D]$ – матриця коефіцієнтів пружності.

Переміщення вузлів визначались з виразу

$$[K]\{a\} = \{q\}, \quad (3)$$

де $[K]$ – глобальна матриця жорсткості; $\{a\}$ – вектор переміщень (невідомих), що складається з векторів переміщень вузлів a_i ; $\{q\}$ – вектор вузлових навантажень.

Для виконання розрахунку напружень розроблена математична модель ОК ЛІРА, яка складається із 21528 вузлів та 20016 шести- та восьмивузлових ізопараметричних просторових скінченних елементів (рис. 1). Сітка скінченних елементів нерівномірна, зі зменшенням розмірів скінченних елементів у найбільш напружених місцях (навколо завантажених витків нарізки). У плані сітка скінченних елементів є

рівномірною, із 72 сегментів, кут сегмента – 5° . Рівномірно розподілене навантаження від випробувального гвинта прикладене на два верхніх витки нарізки. Граничні умови – виключення переміщень вузлів нижньої горизонтальної площини розрахункової моделі уздовж осей x , y , z . Розрахунки виконані з урахуванням лінійної залежності напружень від деформацій. Коефіцієнт Пуассона прийнятий таким, що дорівнює 0,3, а модуль пружності – 260000 МПа.

У результаті розрахунку отримані мозаїки розподілу всіх компонентів вектора напружень. Встановлено, що максимальні значення напружень σ_y складають 1330 МПа, що перевищує тимчасовий опір сталі 360 МПа на 269 %.

У результаті виконаних розрахунків за допомогою розробленої скінченноелементної моделі із просторових скінченних елементів обчислені величини нормальних та дотичних напружень, які діють у різьбовому з'єднанні.

Оскільки напруження перевищують межу текучості та тимчасовий опір сталі, необхідно розв'язувати задачу з урахуванням нелінійної залежності напружень від деформацій. Слід розробити фізично нелінійну розрахункову модель та виконати розрахунок з'єднання з подальшим аналізом отриманих результатів.

При розв'язанні фізично нелінійної задачі спочатку знаходиться рішення лінійної задачі, а потім шляхом ітераційного процесу розрахунку, на кожному кроці якого матеріальні константи підбираються такими, що задовольняють визначальні рівняння, розв'язується нелінійна задача.

У результаті розрахунку з урахуванням пружнопластичних властивостей при розтягу металу в певних областях виникли деформації за межами текучості та руйнування металу. На рис. 2 наведені області розвитку пластичних деформацій та руйнування металу на декількох ступенях поступового завантаження.

Були отримані мозаїки нормальних та дотичних напружень після розрахунку з врахуванням пружнопластичних властивостей металу при розтягу. Встановлено, що максимальні напруження відповідають головним σ_1 , граничні величини яких складають 342 МПа, які виникають між завантаженими витками та під нижнім завантаженим витком і утворюють початкову зону зрізу металу.

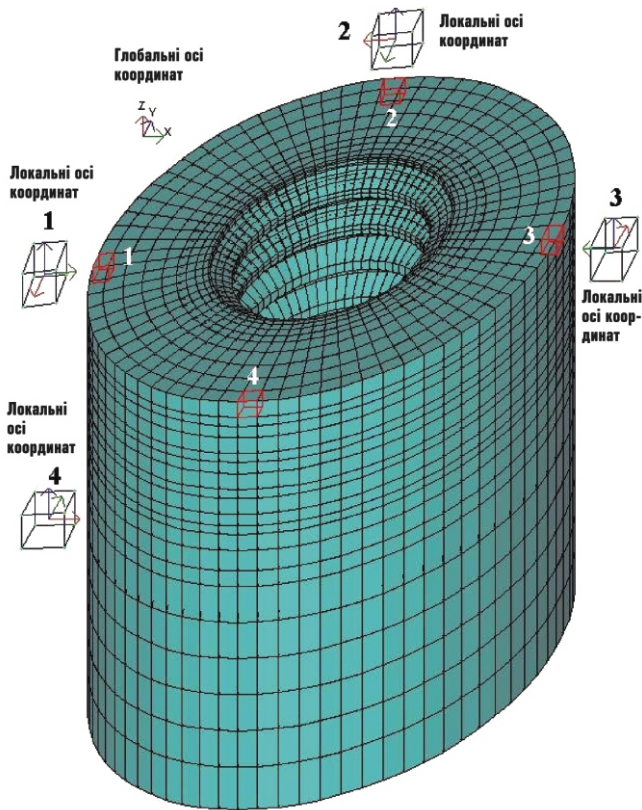


Рис. 1. Розташування локальних осей координат у розрахунковій моделі

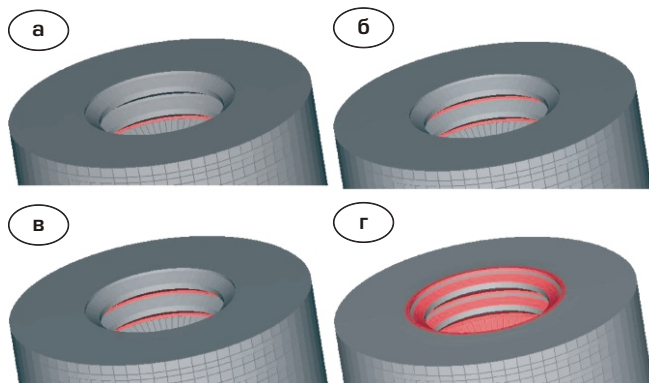


Рис. 2. Розвиток областей пластичності та руйнування металу зразка зі збільшенням навантаження P : а – $0,25 P$; б – $0,425 P$; в – $0,725 P$; г – $1,00 P$

Під дією напружень σ_1 та σ_{xy} відбувається зріз нарізки по основі витків. Найбільші концентрації напружень виникають під нижнім витком нарізки.

Згідно з [7] найбільші напруження мають виникати під верхнім витком, який є найближчим до прикладеної сили. Зазначимо, що в нелінійній моделі, як і в лінійній, навантаження,

що прикладене до випробувального гвинта, розподіляється на два завантажених витка моделі рівномірно.

Додамо до моделі випробувальний гвинт. Об'єднуючи переміщення витків із вузлами гвинта, отримаємо нелінійну модель, в якій навантаження буде перерозподілятися по витках арматури динамічно із ступенями нелінійного розрахунку. У даній моделі випробувальний гвинт є стрижневим елементом із відповідними характеристиками жорсткості.

Випробувальний гвинт виконаний із більш міцних марок сталі, ніж арматура, тому залежність між напруженнями та деформаціями випробувального гвинта прийнята лінійною.

Висновки.

1. У результаті проведених досліджень встановлено, що загальне аналітичне рішення із визначення напружено-деформованого стану та несучої здатності нарізного з'єднання в суцільному пружному тілі відсутнє. Визначити напружено-деформований стан та несучу здатність можливо чисельними методами будівельної механіки, наприклад, методом скінчених елементів.

2. Згідно з проведеними розрахунками без урахування пружнопластичних властивостей сталі при навантаженнях, які відповідають руйнуванню нарізного з'єднання за результатами експерименту, отримані величини розтягувальних напружень, які майже в 2,69 раза перевищують межу текучості сталі. За таких умов у з'єднанні виникають пластичні деформації.

3. Виконані нелінійні розрахунки розробленої математичної моделі дозволили виявити напружено-деформований стан та області, в яких виникають пластичні деформації та руйнування металу. Руйнування металу відбувається безпосередньо під нижнім витком металу та між завантаженими витками і розвиваються уздовж отвору по межі металу витка, що зсувається, та отвором, що залишається після руйнування в результаті експерименту.

4. Виконане дослідження розробленої математичної моделі з урахуванням впливу жорсткості гвинта на напружено-деформований стан різьби в арматурі. В результаті розрахунків отриманий напружено-деформований стан металу зразка, що відповідає результатам експерименту.

- [1] *Иванов А.П.* Комплексная методика определения свойств металла в эксплуатируемых конструкциях / А.П. Иванов, А.И. Голоднов // *Соврем. проблемы совершенствования и развития метал., деревянных, пластмассовых конструкций в стр-ве и на транспорте: Сб. науч. тр. – Самара: СамГАСА, 2002. – С. 36–39.*
- [2] *Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд / Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держбуд України, 1999. – С. 5–69.*
- [3] *Методичні рекомендації з питань обстежень деяких частин будівель (споруд) та їх конструкцій / Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держбуд України, 1999. – С. 117–145.*
- [4] *А.с. 1633326 СССР. Винт для определения прочности металла методом среза резьбы / А.П. Иванов (СССР); Опубл. 07.03.91, Бюл. № 9. – 2 с.*
- [5] *А.с. 953512 СССР. Устройство для испытания металлов на прочность / И.В. Изосимов, А.П. Иванов (СССР); Опубл. 23.08.82, Бюл. № 31. – 2 с.*
- [6] *Иванов А.П.* Определение прочности стали в эксплуатируемых конструкциях путем локального разрушения / А.П. Иванов, А.И. Голоднов // *Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2009. – Вип. 3. – С. 146–151.*
- [7] *Биргер И.А.* Резьбовые соединения / И.А. Биргер, Г.Б. Иосилевич. – М.: Машиностроение, 1973. – 256 с.

Надійшла 07.10.2010 р.

У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО» – ТК 301

З метою удосконалення національної стандартизації у галузі будівництва і промисловості будівельних матеріалів наказами Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 21.07.2011 р. № 77 та від 26.08.2011 р. № 163 створено Технічний комітет стандартизації «Металобудівництво», закріплена сфера його діяльності згідно з ДК 004:2008 (УКНД), затверджено керівництво ТК, структура та Положення комітету. В його структурі передбачена діяльність п'яти підкомітетів: ПК-1 «Проектування металевих конструкцій», ПК-2 «Виготовлення металевих конструкцій», ПК-3 «Технології монтажу металевих конструкцій», ПК-4 «Протикорозійний захист у металобудівництві», ПК-5 «Оцінка відповідності, діагностика, неруйнівний контроль металевих конструкцій».

До складу Технічного комітету стандартизації «Металобудівництво» – ТК 301 увійшли провідні фахівці профільних вищих навчальних закладів, науково-дослідних і проектних інститутів, виробничих об'єднань, підприємств із виготовлення металевих будівельних конструкцій та спеціалізованих монтажних організацій, які мають значний досвід у сфері розроблення нормативно-технічної документації у будівництві. Колективними членами ТК «Металобудівництво» є: ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона, ПІ «Дніпропроектстальконструкція», ПАТ «Інститут транспорту нафти», ВАТ «Житомирський ЗОК», ТОВ «Донспецмонтажпроект», ДК «Укрмонтажспецбуд», ТОВ «Стальконструкція», ВАТ «Укрстальконструкція», ТК «Спецмонтаж», НТЦ «Будцентр», Приазовський державний технічний університет, Донбаська національна академія будівництва і архітектури.

Перше засідання колективних членів ТК 301 «Металобудівництво» відбулося 9 вересня 2011 року, на якому були розглянуті основні організаційні та фінансові питання, а також науково-технічні та міжнародні напрями діяльності комітету.

На засіданні ТК 301 було заслухано звіт щодо роботи оргкомітету зі створення Технічного комітету, розглянуто заяви про вступ до складу комітету нових членів, обговорено питання щодо формування персонального складу комітету та секретаріатів підкомітетів, підготовки звіту роботи ТК за 2011 рік та формування плану робіт на 2012 рік, а також співпраці зі спорідненими технічними комітетами України, країн СНД та Європейського Союзу.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТОЧНОСТИ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕСТКОСТИ И КОЛОНН ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПЯТИЗВЕЗДОЧНОЙ ГОСТИНИЦЫ В г. ХАРЬКОВЕ

Для обеспечения безопасной и надежной эксплуатации высотного здания его элементы должны иметь соответствующую прочность, форму и размеры. При этом очень важным является соблюдение точности геометрических параметров возведения вертикальных несущих конструкций здания, которые играют ключевую роль в обеспечении его надежности [1, 2, 4–7].

Точность возведения зданий включает помимо процессов обеспечения проектных размеров возводимых строительных конструкций еще конструктивные, экономические и эксплуатационные требования.

При этом важно регламентировать оптимальные допуски в нормативных документах. Определяя нормативную точность, следует принимать во внимание стоимость технологических операций, качество опалубки и технологического оборудования, а также квалификацию строителей.

Установление чрезмерно жестких допусков усложняет технологическое производство и соответственно повышает трудоемкость и стоимость. Нет необходимости добиваться повышенной точности геометрических параметров конструкций, если этого не требуют назначение конструкций и условия эксплуатации здания. В каждом случае точность возведения конструкций должна быть оправдана экономически.

Разработка методов научно обоснованного расчета точности выполнения проектных размеров монолитных конструкций, их возведения в соответствии с проектом и при геодезическом сопровождении работ позволит повысить качество проектирования и сооружения многоэтажных зданий и уменьшить себестоимость строительства.

В Украине на сегодняшний день еще не разработаны новые нормативные документы, регламентирующие точность геометрических параметров возведения конструкций каркасно-монолитных высотных зданий. Поэтому строители вынуждены пользоваться устаревшими нормативными документами при возведении зданий из сборного железобетона или нормативами других стран (МГСН, АСІ, DIN и др.), в т.ч. РФ [3].



Д.Ф. Гончаренко

проректор по научной работе
Харьковского национального
университета строительства
и архитектуры,
д.т.н., профессор



С.М. Евель

генеральный директор
ООО «Стальконструкция» (г. Харьков),
к.т.н.



Е.И. Меерсдорф

аспирантка
Харьковского национального
университета строительства
и архитектуры

Для разработки государственных нормативных документов относительно возведения вертикальных несущих конструкций высотных зданий (диафрагм и ядер жесткости, колонн) требуется сопоставить большое количество статистических данных, фиксирующих положение конструкций после возведения, с последующей их обработкой методами теории вероятностей [8, 9].

Для определения и выбора оптимальных допусков необходимо выполнить тщательный технический и технологический анализ, а также контроль процесса возведения элементов зданий и сооружений и, в частности, вертикальных несущих элементов.

По такому принципу разрабатывались государственные нормы Англии, Германии, США, Австралии, т.е. брались замеры геодезических исполнительных съемок, выполненных на сотнях разных строительных площадках, обрабатывались методами математической статистики и выводилось нормальное распределение [7, 9].



Рис. 1. Проект KHARKIV PALACE:
 а – панорамний вид сверху;
 б – со стороны станции метро «Держпром»

Таким образом, все должно начинаться с работы геодезической службы, сопровождающей возведение здания от самого его основания до полного завершения, более того контроль и мониторинг необходимо проводить и в процессе эксплуатации здания [3, 4].

Целью данной работы является исследование точности геометрических параметров элементов жесткости и колонн каркасно-монолитного здания пятизвездочной гостиницы «Kharkiv Palace» в г. Харькове, которая возводится на пересечении ул. Тринклера и пр. Правды, между корпусом Харьковского национального университета и гостиницей «Харьков» и является стратегическим объектом Евро-2012.

Проект здания разработан по заказу застройщика «ДСН» архитектурным бюро «С. Бабушкин» (рис. 1).

Конфигурация плана, характер объема и принятая схема привязки его на участке площадью около 1,5 га были продиктованы особенностями градостроительной ситуации и необходимостью обеспечить наиболее благоприятную ориентацию жилых помещений относительно окружающей городской среды.

Здание гостиницы – каркасно-монолитное, состоящее из трех частей, различных по уровню и назначению. На нулевом этаже будет располагаться паркинг на 50 машиномест.

Первая часть здания, ближайшая к площади, высотой 7,25 м включает казино и Ballroom для проведения больших презентаций и мероприятий, *вторая* – основная часть здания высотой 52 м состоит из 12 этажей. Первые два этажа займут бутики, кафе и конференц-залы, на 3–10-х этажах будут обустроены 172 пятизвездочных номера, на 11-м этаже – президентские апартаменты, на 12-м – бассейн, фитнес и спа-центры, а также Sky-бар, из которого будет открываться панорамный вид на город.

В *третьей* части высотой 10,8 м разместятся помещения технологического назначения.

Фасад здания планируется выполнить из стекла и полированного гранита, который будет доставлен из Индии.

Строительные работы ведут украинские компании, генподрядчиком выступает фирма ООО «Стальконструкция», вертикальную часть здания выполняет преимущественно фирма ООО «СК Форт-Пост».

Подготовительные работы нулевого цикла начались в апреле 2010 г., а в конце 2011 г. объект планируется к сдаче. Такие сжатые сроки привели к необходимости искать самые прогрессивные решения и технологии.

Фундамент здания представляет собой плиту, толщина которой в плане под 1-й и 3-й захватками составила 0,75 м, а под основной частью здания 1,25 м. Общий объем бетона для фундамента – примерно 5000 м³.

Наземная часть здания возводилась по каркасно-монолитной схеме.

Комплексный процесс возведения элементов здания включал установку опалубки, армирование, бетонирование и снятие опалубки и сопровождался геодезической службой.

Для возведения конструкций гостиницы «Kharkiv Palace» использовали сборно-переставную опалубку для колонн и крупно-щитовую для стен и диафрагм жесткости фирмы «ДОКА» (рис. 2, 3).

Работы по бетонированию плит перекрытия осуществляли с помощью бетононасоса, а вертикальные элементы бетонировали методом «кран-бадьа», что, конечно, увеличивало трудозатраты. Поскольку основная часть работ по

бетонированию велась в холодное время года, использовали различные добавки бетонной смеси и электродный прогрев.

На одном уровне основной части здания, т.е. на 2-й захватке находится 32 колонны, 4 диафрагмы жесткости и 2 ядра жесткости. В центральной части здания располагается атриум (рис. 4).

При строительстве гостиницы особое внимание уделяется геодезическому сопровождению, которое является неотъемлемой частью технологического процесса строительного производства: построение внешней геодезической разметочной сети; разметка временных зданий и территории строительной площадки; создание внутренней геодезической разметочной сети на исходном и монтажном горизонтах, а также разметочной сети для монтажа технологического оборудования; геодезический контроль точности геометрических параметров здания, элементов и исполнительной съемки с составлением исполнительной геодезической документации [4].

В качестве основного метода перенесения точек разбивочной оси на монтажные горизонты был принят метод вертикального проектирования.

Для проведения высококачественных геодезических работ обязательным условием является наличие современных оптико-электрических и лазерных инструментов, а также соответствующего программного обеспечения и квалифицированного персонала. Для контроля точности геометрических параметров конструкции использовался немецкий прибор вертикального проецирования LV-1, в качестве основного оборудования – электронный тахеометр и теодолит. Программное обеспечение осуществлялось программным комплексом AutoCAD.

Геодезический контроль точности геометрических параметров здания заключается в геодезической проверке соответствия положения конструкций, элементов частей зданий и инженерных сетей проектным требованиям в процессе их монтажа и временного закрепления (при операционном контроле), а также в исполнительной геодезической съемке планового и высотного положения конструкций и частей зданий после выполнения монтажа и окончательного закрепления [4]. По результатам исполнительных геодезических съемок составляются исполнительные схемы, в которых указываются фактические отклонения геометрических параметров и положения в пространстве элементов и конструкций от проектных значений. Составленные схемы и чертежи используются при приемочном контроле, составлении исполнительной документации и при оценке качества строительно-монтажных работ.



Рис. 2. Опалубка колонн



Рис. 3. Установка опалубки и армирование ядра жесткости



Рис. 4. Атриум в центре здания

Авторами статьи выполнен анализ исполнительных съемок возведенных вертикальных элементов гостиницы по отклонениям от разбивочной оси или ряда и исследованы характеристики точности отдельно для колонн, стен и ядра жесткости. При этом рассматривались отклонения каждого элемента.

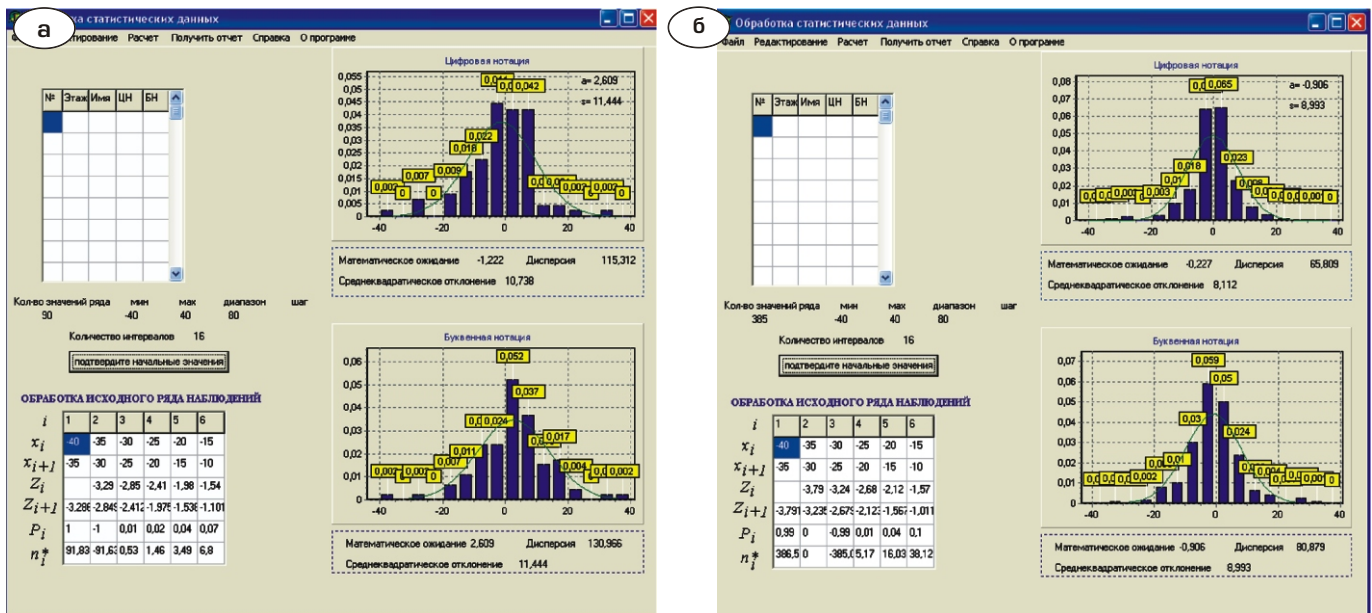


Рис. 5. Обработка данных в программе «МОНОЛИТ»: а – выбор по стенам и ядрам жесткости; б – по колоннам

Результаты были обработаны методом математической статистики, а именно: определением характеристик генеральной совокупности по данным выборок, расчетом критерия Пирсо-

на и установлением сходимости с нормальным распределением.

С помощью программной системы «Монолит» [2] обрабатывались данные выборки (рис. 5 а, б).

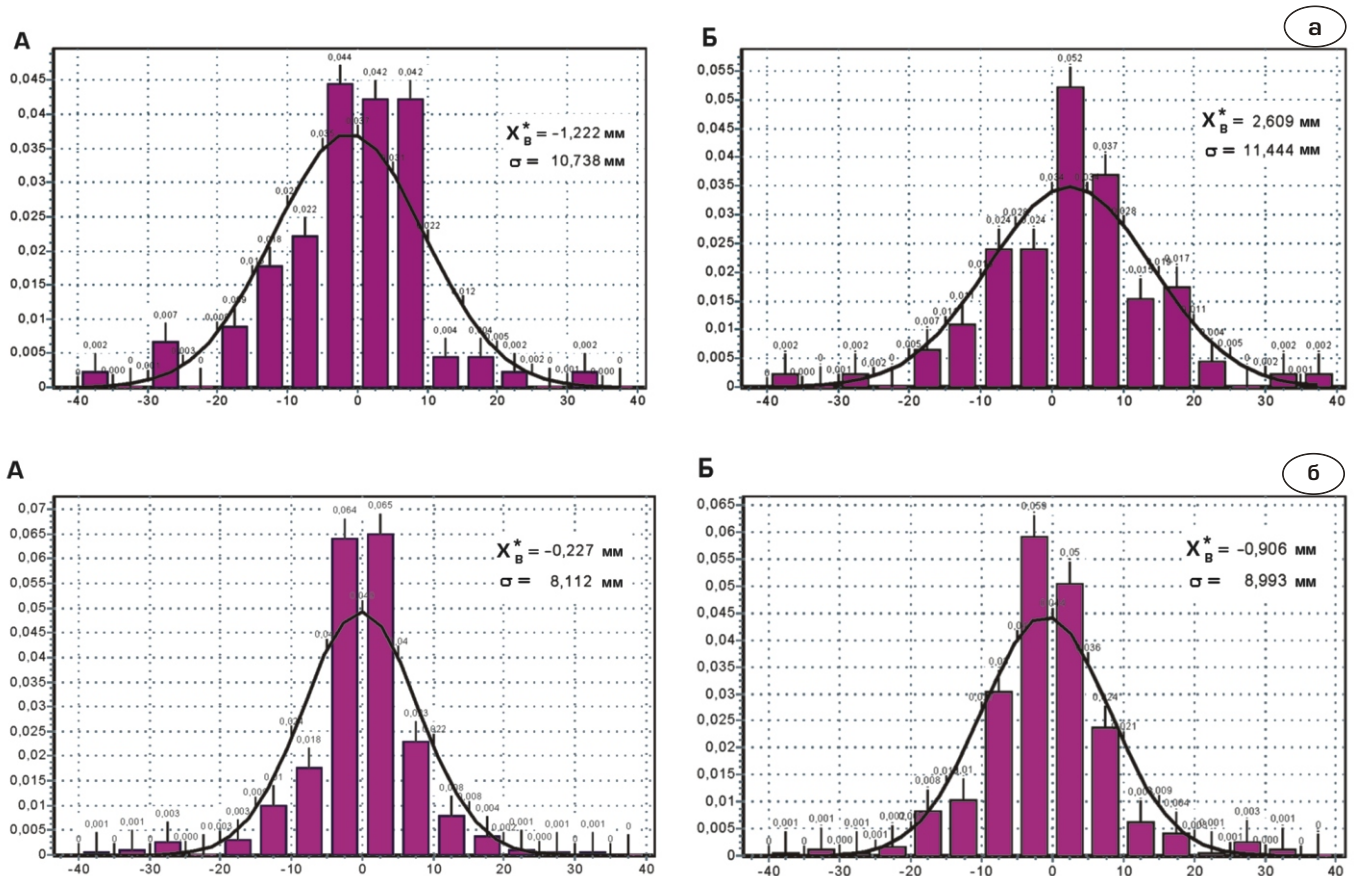


Рис. 6. Графики распределения отклонений стен и ядра жесткости (а) и колонн (б) гостиницы «Kharkiv Palace»: А – относительно цифровой оси; Б – относительно буквенного ряда

Сравнение характеристик точности геометрических параметров возведения колонн и диафрагм жесткости 5-звездочной гостиницы в г. Харькове с другими зданиями

Элементы	X_B , мм отн. букв. ряда отн. цифр. осей	σ , мм отн. букв. ряда отн. цифр. осей
Диафрагмы жесткости 5-звездочной гостиницы в г. Харькове	-1,22 -2,61	10,74 11,44
Колонны 5-звездочной гостиницы в г. Харькове	-0,23 -0,91	8,11 8,99
Диафрагмы жесткости 24-этажного жилого здания в г. Харькове, ул. Тринклера	+0,009 +0,825	4,28 5,06
Колонны жесткости 24-этажного жилого здания в г. Харькове, ул. Тринклера	+0,13 +0,004	3,6 3,9
Диафрагмы жесткости 30-этажного офисного центра «Еспланада» в г. Киеве, пл. Спортивная	+2,35 -2,13	9,48 10,96
Колонны 30-этажного офисного центра «Еспланада» в г. Киеве, пл. Спортивная	-0,91 +1,53	9,26 9,25

По полученным результатам основных параметров математической статистики рядов данных среднего выборочного и среднеквадратичного отклонения построены гистограммы и график нормального распределения (рис. 6). Выполнено сравнение характеристик точности геометрических параметров возведения монолитных элементов жесткости и колонн многоэтажного каркасно-монолитного здания гостиницы с характеристиками точности возведения колонн других каркасно-монолитных зданий (см. таблицу).

Выводы.

Характеристики точности геометрических параметров возведения монолитных железобетонных элементов жесткости, полученные в результате исследований, свидетельствуют о высокой статической однородности и стабильности технологического процесса.

Если сравнивать полученные результаты с допусками, регламентированными нормами других государств, то здание построено преимущественно в их пределах.

Результаты исследований позволяют прогнозировать точность геометрических параметров сооружения высотных зданий на стадии разработки проектно-технологической документации строительства подобных объектов с использованием высококачественной опалубки.

Данные, полученные при исследовании точности геометрических параметров возведения элементов жесткости и колонн, целесообразно учесть при разработке государственных строительных норм, регламентирующих допуски на отклонение конструкций высотных зданий от разбивочных осей, а именно: вертикальных элементов жесткости, в числе которых стены и ядра жесткости.

- [1] Гончаренко Д.Ф., Карпенко Ю.В., Меерсдорф К.И. Точність – як показник статичної однорідності і стабільності технологічного процесу зведення висотних каркасно-монолітних будинків // Будівництво України, 2007. – № 7. – С. 35–40.
- [2] Гончаренко Д.Ф., Меерсдорф К.И., Чуб О.І. Розробка методики обробки характеристик точності геометричних параметрів зведення каркасно-монолітних багатопверхових конструкцій // Науковий вісник будівництва – № 52, ХДТУБА – 2009. – с. 75–81.
- [3] СНиП 3.03.01-87. Несущие ограждающие конструкции.
- [4] ДБН В.1.3-2:2010. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. Мінрегіонбуд України, Київ. 2010.
- [5] ACI 117-06. Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary.

- [6] The Contractor's Guide to Quality Concrete Construction. American Concrete Institute and American Society of Concrete Contractors. Third edition. 2008. P. 41–62
- [7] Tolerances in concrete construction. By the Editorial Staff of Concrete Construction www.concreteconstruction.net/
- [8] Construction Tolerances. The Alberta Association of Architects. <http://www.aaa.ab.ca/pages/members/media/Tolerancesenwa.pdf>
- [9] Tolerances for concrete surface. Cement Concrete & Aggregates Australia (CCAA) September 2005

Надійшла 18.08.2011 р.

КОНСТРУКТИВНА РЕАЛІЗАЦІЯ СИСТЕМ ТИПУ «РАМА–БУДІВЛЯ»

Останнім часом у будівництві спостерігається світова тенденція до максимального використання територій, зайнятих залізничними коліями, що дає можливість розташовувати об'єкти будівництва в найбільш комерційно вигідних місцях, адже залізниці, як правило, проходять через центральні райони міст, займаючи при цьому досить значні території.

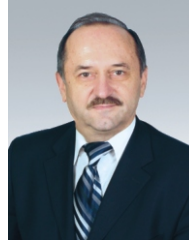
Надколійне будівництво є дуже специфічним видом будівництва, яке потребує вирішення складних конструктивних проблем. Відстань між залізничними коліями, як правило, унеможливує використання проміжних опор. Тому при проектуванні будівель над коліями необхідно оцінити можливості перекриття великих прогонів без застосування проміжних опор, використовуючи нові типи будівельних систем та шукаючи варіанти їх конструктивної реалізації.

Вперше необхідність перекриття великого прогону при будівництві громадського об'єкта виникла в м. Міннеаполіс (США). При проектуванні будівлі Федерального Резервного Банку в 1972 р. використати проміжні опори заважав архівний комплекс та сховища, розташовані на підземних рівнях. Архітектор Гуннар Біркертс запропонував використати в якості основного несучого елемента попередньо напружену перевернуту арку, опертую на дві масивні залізобетонні колони, розташовані по обидві сторони фасаду будівлі (рис. 1). Передача зусилля попереднього напруження здійснювалась за допомогою системи тросів загальною масою 92 т. Для сприйняття розпору в верхній частині конструкції запроєктована ферма заввишки 10 м.



Д.А. Юрков

викладач кафедри будівель та будівельних матеріалів Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (ДІІТ)



В.Ф. Худенко

директор центру дистанційної освіти, доцент кафедри будівель та будівельних матеріалів Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (ДІІТ), к.т.н.



Д.О. Банніков

завідуючий кафедрою будівельних конструкцій Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (ДІІТ), д.т.н.

Зазначена система здатна підтримувати над землею 11 поверхів зі сталі та скла при загальному прогоні 100 м.

Таке рішення дозволило Гуннару Біркертсу розмістити в центрі міста будівлю загальною корисною площею 15500 м². У 1974 р. будівля була відзначена декількома архітектурними нагородами та визнана однією з найбільш цікавих конструкцій світу, однак у 2002 р. при реконструкції нижня частина її була засклена і задумку автора було втрачено.

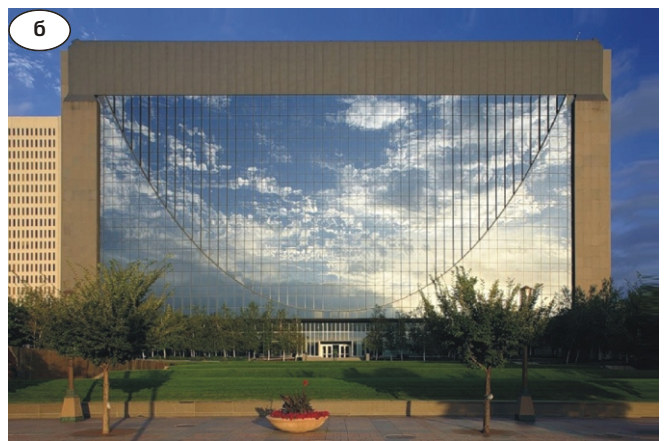


Рис. 1. Будівля Федерального Резервного Банку США в м. Міннеаполіс до (а) та після (б) реконструкції



Рис. 2. Exchange House над коліями залізничної станції Liverpool Street у м. Лондон



Принципово інший підхід реалізований при будівництві 10-поверхової будівлі біржі над залізничними коліями станції Liverpool Street у м. Лондон (Великобританія). Проект Exchange House був розроблений всесвітньо відомим американським архітектурним бюро «Skidmore, Owings and Merrill» та здобув не одну нагороду за своє оригінальне вирішення. На відміну від Федерального Резервного Банку США в Міннеаполісі, де будівля «підвішена» до основної конструкції, несучу функцію в структурі Exchange House виконує весь просторовий каркас, ключовим елементом якого є чотири металеві арки, дві з яких помітні ззовні (рис. 2).

Сумісна просторова робота арок та каркаса основної будівлі забезпечується жорстким з'єднанням вертикальних елементів (колон каркаса) з елементами арки у вузлах. Такий підхід дозволив запроєктувати каркас із використанням відносно невеликих перерізів, що при загальному прогоні будівлі 60 м надає конструкціям легкості. Проектування та будівництво Exchange House продовжувалось протягом 1985–1991 років. Будівля стала однією з найцікавіших у комплексі Exchange Square.

Завершила формування комплексу Exchange Square 35-поверхова офісна башта Broadgate Tower – четверта за висотою в м. Лондон (рис. 3).



Рис. 3. Broadgate Tower над коліями залізничної станції Liverpool Street у м. Лондон

Будівельні роботи тривали 4 роки і були закінчені в 2009 р., а проектні розробки бюро «Skidmore, Owings and Merrill» розпочало ще в 1991 р. Було розглянуто багато варіантів перед остаточним прийняттям рішення щодо будівництва башти. Broadgate Tower розташована на платформі вагою 6000 т над залізничними коліями, які ведуть до станції Liverpool Street, що викликало необхідність розроблення проекту, який би забезпечував раціональний розподіл ваги башти та необхідну міцність. Для цього основні будівлі були розташовані ближче до опор, що дало змогу зменшити навантаження всередині прогону. При цьому башти функціонально і конструктивно зв'язувались між собою. Центральна частина конструкції включає розпірні елементи у вигляді системи діагональних балок, які одночасно підтримують середню частину платформи, що виконує функцію зеленої зони відпочинку. Проектні рішення Broadgate Tower дали можливість «накрити» залізничні колії конструкцією загальним прогоном 60 м. Корисна площа будівлі складає 37000 м², а будівництво башти дозволило максимально використати потенціал майданчика біля крупного транспортного вузла та стало новим етапом у забудові міста.

Зазначені конструкції дозволили сформува-ти загальний підхід до проектування великопрогонових будівель та проаналізувати його ефективність, проте вони не набули широкого розповсюдження.

Дослідженню великопрогонових конструкцій присвячені праці відомих вчених та архітекторів – В.Т. Васильченка [1], Н.С. Стрелецького, А.Н. Зверева, В.К. Файбишенка [2], А.В. Перельмутера [3], Г.А. Генієва, В.В. Болотіна та ін., але в основному вони стосуються покриттів будівель. Згадувались такі будівлі деякими європейськими авторами – Бертоліні Л., Спліт Т. [4], Вакар, Х. Шнайдер [5], Л.Ф. Сервер [6], Ферраріні А.Е., Брейн [7] та ін., але специфіка їх будівництва ними не відображена. Публікації містять в основному дані про архітектурні особливості окремих конкретних об'єктів або їх елементів. Крім того, відсутні будь-які розрахунки та рекомендації щодо конструювання та вибору оптимальних рішень, не кажучи вже про нормативну базу проектування та будівництва.

Така ситуація свідчить про актуальність теоретичного та практичного розроблення прийомів конструктивної реалізації систем типу «великопрогонова рама–будівля». На основі попередніх досліджень раціональних варіантів конструктивних систем великопрогонових рам–будівель розроблені найбільш важливі та відповідальні з конструктивної точки зору елементи.

Конструктивні рішення. Досліджувались два варіанти розрахункових схем (РС) великопрогонових рам–будівель – РС № 2 та РС № 10, які за результатами попередніх досліджень були визнані найбільш раціональними серед десяти запропонованих (рис. 4).

Параметри будівель визначались із урахуванням конкретного місця їх розташування – району Центрального залізничного вокзалу м. Дніпропетровськ: прогін – 80 м, ширина – 25 м, висота – 12 поверхів по 3,2 м для РС № 2 та 16 поверхів по 3,2 м для РС № 10. Функціональне призначення поверхів відповідає сучасним вимогам до будівель даного класу: 1–3 поверхи – торгові площі, 3–12 (16) поверхи – офісні приміщення.

У РС № 2 несучий елемент має вигляд арки, в РС № 10 – рами з трикутною решіткою. При цьому для кожного варіанта РС було запропоновано два принципові підходи до конструктивної реалізації каркаса:

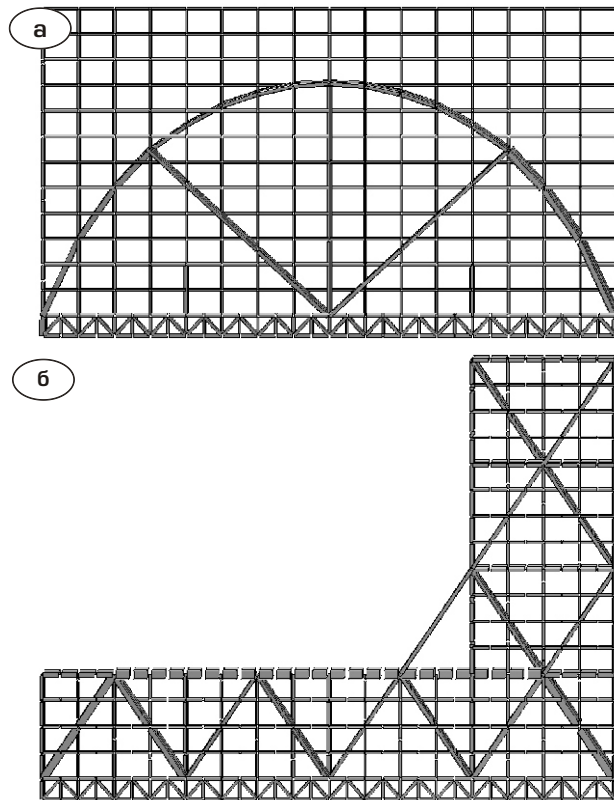


Рис. 4. РС № 2 (а) та РС № 10 (б)

- окремий каркас та рама не пов'язані між собою;
- рама конструктивно об'єднана з каркасом будівлі в єдиний просторовий елемент.

Перевагою першого підходу є відносно прості рішення вузлів, що в цілому значно полегшує процес проектування будівлі, виготовлення елементів та їх монтаж і, як наслідок, скорочує термін будівництва. Другий підхід дозволяє відчутно знизити матеріалоемність конструкції за рахунок інтенсивного включення всіх її елементів у просторову роботу. Основний недолік – складне виконання вузлових з'єднань, що окрім збільшення термінів будівництва ставить дуже високі вимоги до якості елементів та їх монтажу. Визначити кращий підхід можливо тільки шляхом проведення розрахунків для кожної конкретної конструкції та співставлення отриманих результатів.

З цієї метою дослідження проводились у два етапи. На першому етапі виконувався попередній розрахунок, який дозволив встановити кількісні показники ефективності кожного підходу. Розрахунок рами виконувався методом скінченних елементів (МСЕ) за допомогою програмно-обчислювального комплексу SCAD [8, 9].

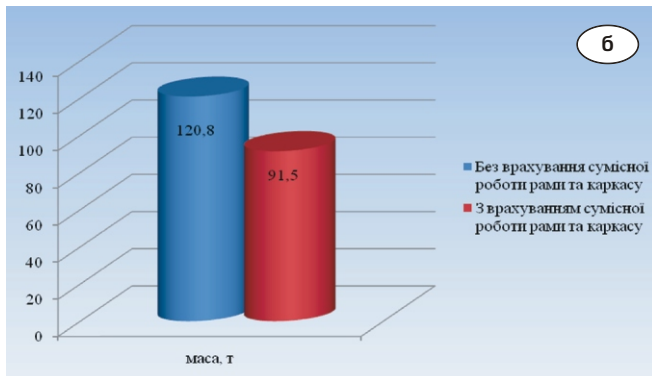
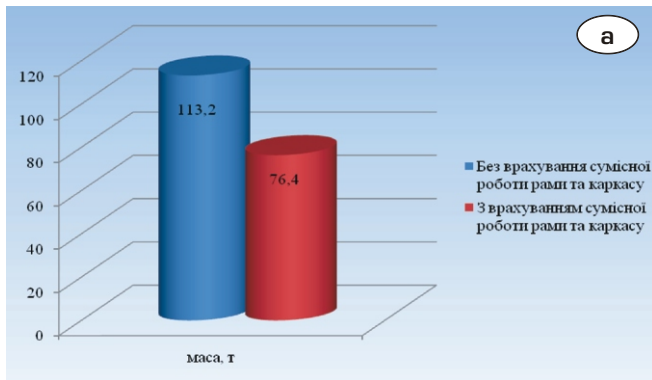


Рис. 5. Маса рами будівлі для РС № 2 (а) та РС № 10 (б)

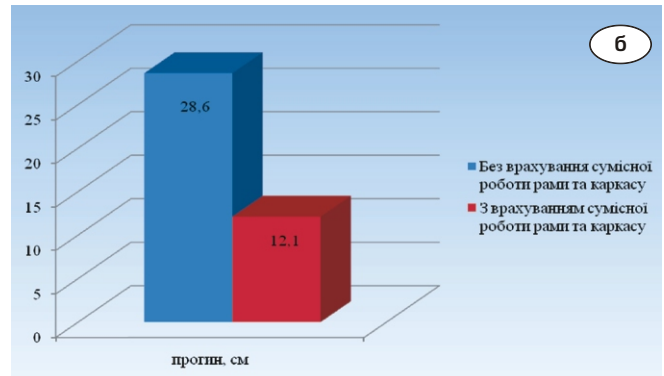
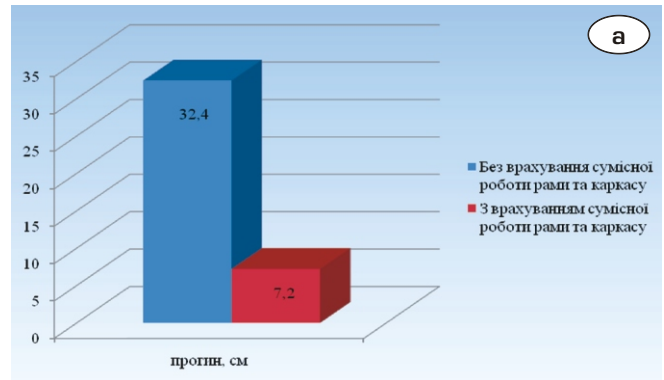


Рис. 6. Прогин рами будівлі для РС № 2 (а) та РС № 10 (б)

Результати порівняльного аналізу розрахунків представлені на діаграмах (рис. 5, 6).

При визначенні маси конструкцій у розрахунках приймалися найменші перерізи, які задовольняють вимогу міцності.

Щодо зменшення маси найбільш раціональним варіантом конструктивного рішення виявився той, який враховує сумісну роботу несучої рами та каркаса основної будівлі. В цьому випадку економія матеріалу склала 48 % для РС № 2 та 32 % для РС № 10.

Щодо зменшення загального прогину найбільш раціональним варіантом також виявився той, який враховує сумісну роботу рами та каркаса. При цьому різниця є ще більш відчутною – для РС № 2 зменшити прогин вдалось в 4,5 раза, а для РС № 10 – майже в 2,4 раза. Варто зазначити, що згідно з ДСТУ [10] нормативне значення загального прогину для даних конструкцій складає $f = 27$ см, що унеможливорює проектування розглядуваних РС без урахування сумісної роботи рами та каркаса. Крім того більш чутливою до зміни конструктивних рішень за всіма параметрами є РС № 2. На основі цих даних було прийнято другий варіант, який передбачає врахування зв'язків несучої рами з елементами каркаса основної будівлі.

На другому етапі проводився детальний розрахунок елементів рами та виконувався підбір перерізів усіх її конструктивних елементів (див. таблицю). Позначення елементів, для яких здійснювався підбір перерізів, наведено на рис. 7.

Прийняті перерізи несучих елементів рам

Конструктивний елемент	РС № 2	РС № 10
BM1	II 70БС5	II 70БС5
BM2	II 70БС5	II 70БС3
BM3	II 70БС4	II 70Б1
BM4	II 60БС5	II 35Б1
BM5	II 50БС4	II 23Б1
BM6	II 50БС4	II 55Б1
BM7	II 50БС3	II 70БС4
BM8	II 45БС2	II 70Б1
BM9	II 40П	II 40Б1
BM10	II 40П	II 55Б1
BM11	II 36П	II 35Б1
BM12	II 18П	II 50Б1
BM13	II 18П	II 40Б1
BM14	—	II 30Б1
BM15	—	II 60Б1
BM16	—	II 26Б1

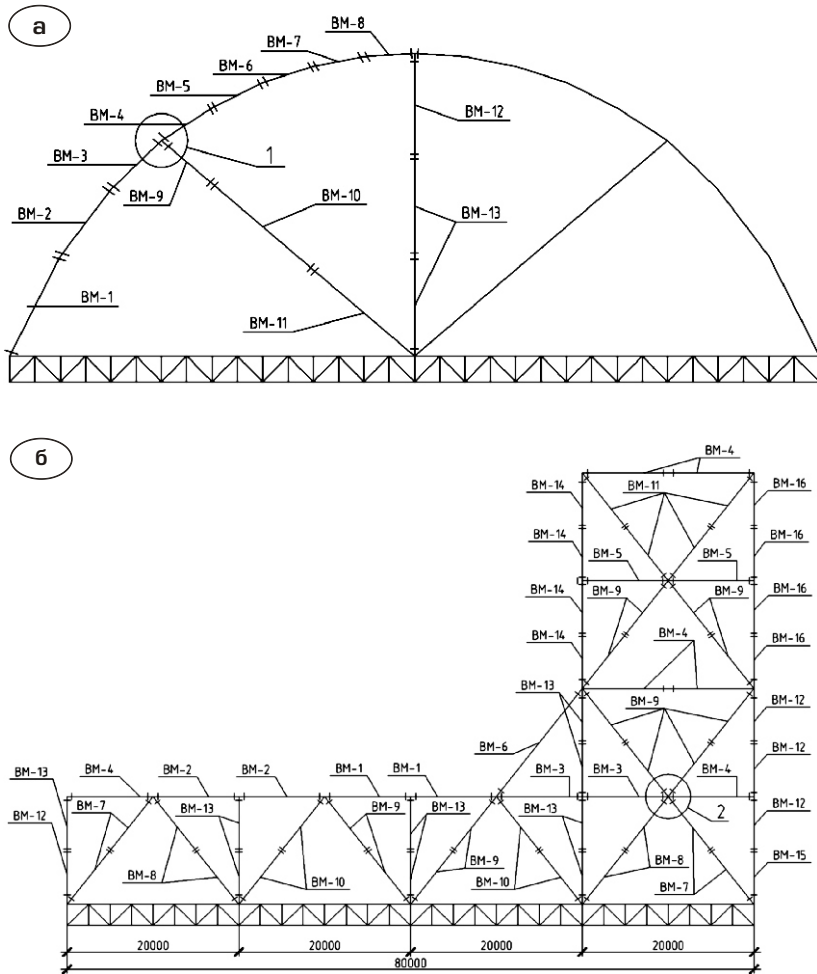


Рис. 7. Позначення елементів несучих рам для РС № 2 (а) і РС № 10 (б)

Для прийнятих систем великопрогонових рам-будівель найбільш важливим із конструктивної точки зору є розроблення вузлових з'єднань. Відсутність стереотипів для їх проектування потребує спеціального типологічного аналізу та розроблення нових конструктивних прийомів та підходів. При цьому особливу увагу слід приділяти вузлам з'єднання елементів рами з вертикальними елементами каркаса (колонами). За можливості слід зменшувати будівельний коефіцієнт, що обумовлює зменшення витрат матеріалу, зниження вартості, трудомісткості виготовлення і монтажу, термінів будівництва та інших техніко-економічних показників. Окрім цього, необхідно враховувати негативний вплив вібрації рухомого складу залізничного транспорту на роботу конструкції.

Із урахуванням цих рекомендацій були розроблені пропозиції щодо конструювання найбільш відповідальних вузлів.

У вузлі № 1 РС № 2 з'єднання елементів арки ВМ-3 та ВМ-4 запроєктовано на високоміцних болтах, що

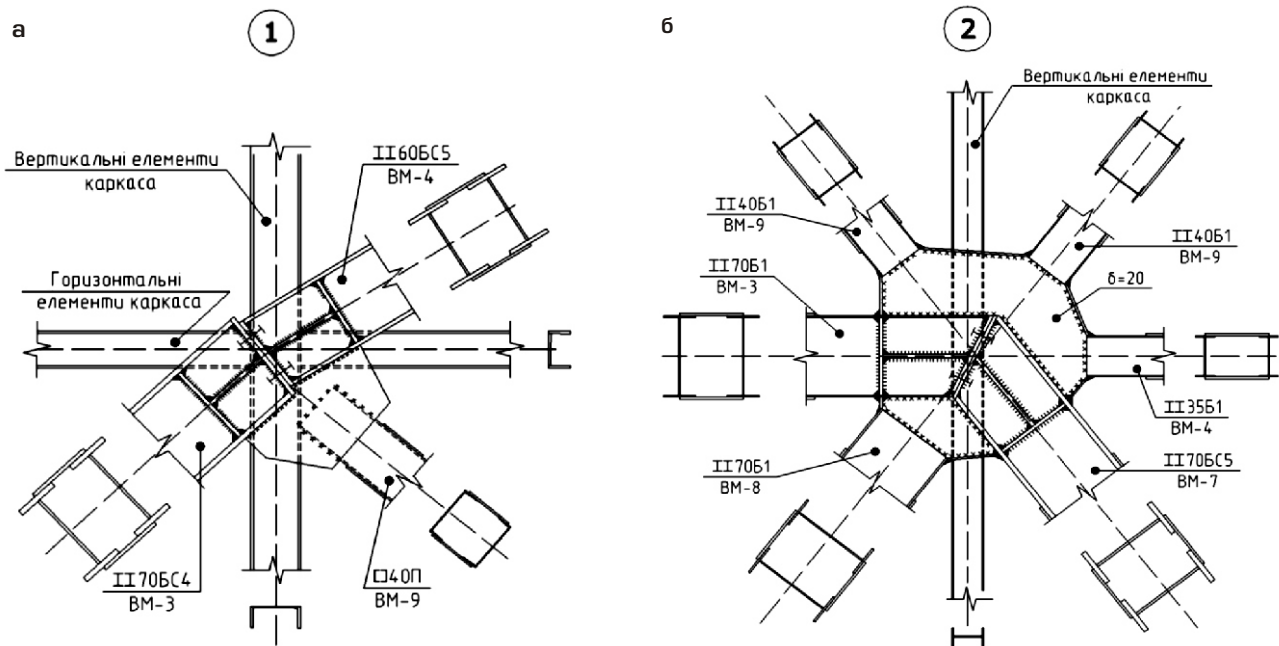


Рис. 8. Конструктивне рішення вузлів № 1 РС № 2 (а) та № 2 РС № 10 (б)

значно спрощує монтажні роботи та забезпечує високу надійність конструкції. Виконати болтове з'єднання тяжа (ВМ-9) з елементами арки конструктивно більш складно, тому запропоновано зварне з'єднання із застосуванням кутових швів. При цьому обов'язковою вимогою до виконання зварних робіт є використання електродів із маркуванням «А» (підвищення пластичних властивостей шва). Елементи арки запроєктовано у вигляді спарених двотаврів, відстань між якими визначалась із умови розташування між ними вертикальних та горизонтальних елементів каркаса основної будівлі. При конструюванні вузла № 2 РС № 10 з'єднання найбільш навантажених елементів (ВМ-3 та ВМ-7) також виконано на високоміцних болтах (рис. 8).

Інші елементи рами, що прилягають до вузла, за результатами розрахунків виявились значно менш навантаженими. Їх з'єднання у вузлі виконано за допомогою зварювання. Обварення фасонки кутовими швами не забезпечує достатньо сумісну роботу елементів. Більш технологічним виявилось приварювання фасонки до стінок двотаврів стиковими швами. Використання кутових швів було б значно простішим і дало б змогу отримати значні допуски при виготовленні конструкції, але в такому випадку можлива поява концентрацій напружень, що особливо небажано при динамічних навантаженнях, які діють на раму. Використання стикових швів різко знижує концентрацію напружень, але потребує досить точної роботи з виготовлення та монтажу.

Елементи рами запроєктовано у вигляді спарених двотаврів з метою уникнення місцевих ексцентриситетів, відстань між осями яких задавалась однаковою, але з дотриманням умови розташування між ними вертикальних та

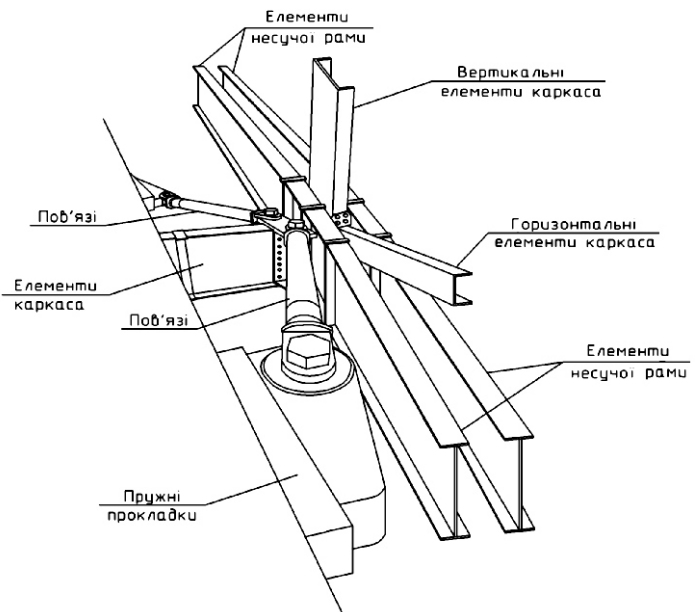


Рис. 9. Фрагмент з'єднання несучої рами з каркасом будівлі

горизонтальних елементів каркаса основної будівлі.

Важливою архітектурно-конструктивною особливістю несучого каркаса будівлі є те, що арка та перший ряд колон винесені за фасад будівлі. Стійкість арки при цьому забезпечується з'єднанням її з каркасом (рис. 9), що дозволяє за рахунок забезпечення сумісної роботи всього комплексу несучих конструкцій знизити їх масу, одночасно підвищуючи несучу здатність та жорсткість.

Висновки. Результати досліджень дають підстави стверджувати, що розглянуті конструкції здатні перекивати значно більші прогони (за попередніми оцінками, до 100–120 м) при значно більшій загальній корисній площі будівлі. Таким чином, можна дійти висновку, що подальші дослідження великопрогонових рам-будівель є досить перспективними.

- [1] Васильченко В.Т. Справочник конструктора металлических конструкций/Васильченко В.Т. – Киев, 1980. – 288 с.
- [2] Файбишенко В.К. Металлические конструкции: учеб. пособие/Файбишенко В.К. – М.: Стройиздат, 1984. – 336 с.
- [3] Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа/А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Сталь, 2002. – 600 с.
- [4] Bertolini L. Cities on rails/L. Bertolini, T. Split. – Utrecht University, 1998. – 320 p.
- [5] Vakar L. Railway Station Structures Designed for Densely Populated Urban Areas/L. Vakar, H. Snijder – Utrecht, 2001. – 280 p.

- [6] Cerver F. The architect of stations and terminals/ F. Cerver. – New York, 1997. – 330 p.
- [7] Brian E. The Modern station – New Approaches to railway Architecture/ E. Brian. – London, 1997. – 450 p.
- [8] Карпиловский В.С. SCAD для пользователя/В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунра, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, А.Н. Трофимчук. – К.: ВВП Компас, 2000. – 332 с.
- [9] Перельмутер А.В. Метод конечных элементов и строительная механика/А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Труды ЛПИ N 369. – Л. 1979. – 340 с.
- [10] ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування/Мінбуд України. – Київ, 2006. – 30 с.

Надійшла 30.08.2011 р.

РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОБОСНОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ АО «КАЗАХСТАН ТЕМИР ЖОЛЫ»

В проектно-институте «Алматыгипрогор-1» выполнены технико-экономические обоснования и разработана проектно-сметная документация 37–40-этажного высотного административного здания «Казахстан Темир Жолы» в г. Астане.

Проектирование и строительство зданий такой этажности в районе со сложными геологическими условиями представляет сложную инженерно-техническую задачу. Исследуемая площадка с абсолютными отметками от 345,97 до 346,10 м находится на территории нового центра г. Астаны, на левом берегу реки Есиль. По геоморфологическому признаку территория исследования расположена в пределах левобережной первой надпойменной террасы реки. Специалистами АО «КарагандаГИИЗ» проведены инженерно-геологические изыскания и выполнены следующие работы: изучены геологические и гидрогеологические условия участка изысканий путем проведения буровых и опытных работ; выделены инженерно-геологические элементы на участке; по результатам проведенного комплекса лабораторных исследований и опытных работ выполнена оценка физико-механических свойств грунтов и воды, а также опасности их агрессивного воздействия на строительные материалы; выявлена глубина залегания скальных грунтов (до 50 м) и определена коррозионная агрессивность грунтов по отношению к углеродистой низколегированной стали проведением геофизических работ.

Результаты инженерно-геологических изысканий показали, что грунтовые воды характеризуются как сульфатно-натриевые, очень жесткие слабощелочные, слабоминерализованные и по отношению к бетонам марки W4 неагрессивные, а к железобетонным конструкциям – слабоагрессивные. По результатам статического зондирования определена несущая способность забивных железобетонных свай сечением 30 30 см; установлено, что скальные грунты представлены сильнотрещиноватыми аргиллитами и песчаниками; грунты, слагающие участок изысканий, относятся к незасоленным; степень их коррозионной активности по отно-



К.Р. Тулебаев

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

шению к стальным конструкциям и свинцовой оболочке – средняя и высокая, к алюминиевой оболочке – высокая. В проекте фундаментов предусмотрены: защита бетонных и железобетонных конструкций от агрессивного воздействия грунтовых вод и антикоррозионная защита подземных конструкций из стали, свинцовых и алюминиевых оболочек кабеля. При проектировании фундаментов зданий учитывалась глубина промерзания грунтов, равная 205 см.

Поскольку нормативная база для проектирования подобных зданий с высотными частями отсутствует, были разработаны специальные технические условия, которые регламентируют перечень и методику проверки расчетных и конструктивных требований, а также требования к инженерным коммуникациям (по отоплению, вентиляции и кондиционированию воздуха, водоснабжению и канализации, электрообеспечению, электротехническим устройствам и электроосвещению, безопасности), обеспечивая необходимую надежность конструкций несущего железобетонного каркаса проектируемого высотного здания.

В расчетно-конструктивные обоснования, определяющие технические условия при проектировании монолитного железобетонного каркаса рассматриваемого здания, включены: оценка конструктивных решений (выбор конструкций фундаментов, общая конструктивная система, конструктивные решения элементов каркаса, колонн, ригелей, связей, конструкция перекрытий, обеспечение жесткости системы, ограждающие конструкции, внутренние стены и перегородки); расчетные обоснования (расчетная модель, оценка податливости перекрытий, моделирование элементов, учет деформированного состояния, оценка и критерии по-

этажных и общих перемещений при воздействии ветра); сопоставление с результатами расчета по двум вариантам.

Административное здание состоит из пяти павильонов, разделенных деформационными швами (рис. 1). Основной павильон размерами в осях 88,0 × 56,6 м с двумя высотными частями в 37 и 40 этажей имеет в плане две половины круга диаметром 22 м, смещенные относительно друг друга (рис. 2).

Конструктивная схема высотных частей здания принята в виде пространственной системы монолитных стволов (лифтовая шахта и две лестничные клетки), диафрагм (наружные стены) и колонн, объединенных для совместной пространственной работы монолитными железобетонными балками и плитами перекрытий.

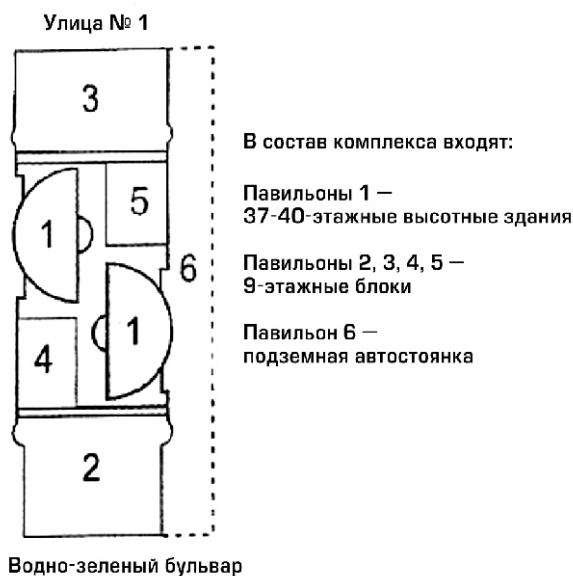


Рис. 1. Ситуационная схема павильонов



Рис. 2. Общий вид здания

Пространственная система заделана в ростверк, выполненный в виде монолитной железобетонной плиты, который опирается на буронабивные сваи. Согласно техническому отчету об инженерно-геологических изысканиях скальные грунты, на которые опирается низ свай, вскрыты на глубине 10,0–28 м от поверхности земли.

Основными конструктивными элементами каркаса высотных частей здания служат: монолитные железобетонные буронабивные сваи диаметром 650 мм, длиной от 8,0 до 13,0 м из бетона класса В30, монолитная железобетонная плита ростверка толщиной 2000 мм из бетона класса В25; монолитные железобетонные колонны подвального этажа сечением 1000 × 1000 мм, 1000 × 1400 мм и 600 × 900 мм из бетона класса В30. Шаг колонн вдоль цифровых осей принят 8,0 м, а вдоль буквенных – 2,8 м; 6,60 м; 3,40 м и 10 м; плита перекрытия над подвалом монолитная железобетонная толщиной 180 мм из бетона класса В25, а плиты перекрытий выше отм. ±0,00 – монолитные железобетонные толщиной 160 мм, главные балки перекрытия также монолитные железобетонные сечением 520 × 800 (h) мм из бетона класса В25; вдоль буквенных осей установлены вспомогательные монолитные железобетонные балки сечением 520 × 750 (h) мм из бетона класса В25; стены подвала монолитные железобетонные толщиной 400 мм из бетона класса В25. Колонны из бетона класса В30 выше отм. ±0,00 переменного сечения (до отм. +12,6 м – сечением 1000 × 1400 мм; с отм. +12,6 м до отм. +26,1 м – 1000 × 1200 мм; с отм. +26,1 м до отм. +50,2 м – 1000 × 1000 мм; с отм. +50,2 м до отм. +75,6 м – 900 × 900 мм; с отм. +75,6 м до отм. +89,2 м – 800 × 800 мм; с отм. +89,2 м до отм. +128,2 м – 700 × 700 мм; с отм. +128,2 м до отм. +151,06 м; 462,76 м – 500 × 500 мм).

Балки междуэтажных перекрытий сечениями 520 × 800 (h), 520 × 750 (h), 520 × 700 (h), 520 × 650 (h) мм из бетона класса В30, диафрагмы жесткости по высоте здания с переменной толщиной от 500 до 200 мм.

Высотное здание рассчитано на следующие виды нагрузок: вертикальные согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», горизонтальные от ветровой нагрузки, включающие в себя среднюю и пульсационную составляющую, согласно СНиП 2.01.07-85*, а также наг-

рузку от давления грунта на подземную часть здания. При расчете высотного здания снижение нагрузок на перекрытия, предусмотренные СНиП, не учитывалось.

Расчет несущих элементов каркаса и рост-верка выполнен на основное сочетание нагрузок согласно требованиям СНиП 2.01.07-85* методом конечных элементов с помощью программного комплекса «Лира-Windows», версия 9.0, разработанного в НИИАСС (г. Киев). По результатам расчета получены данные по напряженно-деформируемому состоянию и армированию несущих конструкций. В дополнение к этому расчету в РГП «КазНИИССА» выполнен проверочный расчет конструкций высотных частей здания с помощью вычислительного комплекса «EuroSoft» Stark-ES 3.1.

По двум инженерным расчетам конструкции приняты: $\gamma_n = 1,15$ – коэффициент надежности здания по назначению; $S = 1,0$ кПа – нормативное значение веса снегового покрова; $S_0 = 0,38$ кПа – нормативное значение ветрового давления; «К» – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принят для типа местности «А»; « α » – коэффициент пульсаций давления ветра, принят для типа местности «В».

Сопоставление результатов расчетов, выполненных двумя вычислительными комплексами, показало их удовлетворительное совпадение. Различие при полной величине постоянной нагрузки составляет – +8,8 %, временной нагрузки – +3,3 %, ветра по направлению оси «Х» – +13,8 %, по направлению «У» – +13,7 %. Несоответствия в усилиях и армировании в отдельных элементах связаны с методическими различиями использованных вычислительных комплексов, поэтому при разработке рабочего проекта армирование элементов принималось по наибольшему из двух расчетов.

В соответствии с требованием РГП «Госэкспертиза» фирмой «Уникон» было выполнено модельное испытание здания в специализированной аэродинамической трубе, показавшее, что указанное выше значение ветровой нагрузки обоснованно принято при расчете каркаса и фундамента здания.

В целом в расчетах нагрузки приняты с запасом, а конструирование зданий по результатам выполненных расчетов обеспечивает их высокую устойчивость и надежность.

Высотная часть здания возводилась индустриальными методами с применением скользящей и переставной опалубок.

При проектировании этого объекта возникли определенные трудности. В основании здания залегают неоднородные грунты, имеющие в пределах сжимающей толщи разную плотность. Коренные породы представлены прочными песчаниками, трещиноватыми и выветренными. И принятые в проекте буронабивные сваи 630 мм опираются своей нижней частью на скальные грунты (песчаники с переслаиванием алевролитов). Учитывая уровень ответственности здания и большую величину нагрузки на сваи во время строительства, были предусмотрены опытные испытания пробных свай. При этом на сваю оказывались статические ступенчато-возрастающие, вертикально-вдавливающие нагрузки от 0 до 4400 кН, ступенями по 700 кН, при помощи трех 200-тонных гидравлических домкратов, упирающихся в анкерно-упорный стенд, а перемещение (осадка) измерялось при помощи двух прогибомеров 6ПАО с ценой деления шкалы прибора 0,01 мм.

По результатам статических испытаний на площадке строительства данного объекта расчетная нагрузка на сваи принята 3600 кН с учетом коэффициента надежности $\gamma_k = 1,2$ согласно п. 3.10 СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

В связи с тем, что объекту присвоен статус экспериментального разработана программа мониторинга за техническим состоянием здания и его конструктивных элементов в процессе эксплуатации.

Опыт проектирования и строительства административного здания повышенной этажности с монолитным железобетонным каркасом свидетельствует о целесообразности дальнейшего изучения и уточнения относительно расчета конструкций, технологии возведения, инженерного оборудования и эксплуатации таких зданий.

Надійшла 11.01.2011 р.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ДИАГНОСТИКА И МОНИТОРИНГ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОЖУХА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ

Уровень напряженно-деформированного состояния конструкции кожуха доменной печи является обобщающим критерием его прочности и работоспособности, а также возможности ведения непрерывного технологического процесса.

Величина внутренних нагрузок и воздействий, воспринимаемых кожухом доменной печи, носит нестабильный, изменяющийся во времени характер и зависит от длительности ее эксплуатации, этапа технологического процесса и режима его ведения. Эти факторы могут радикально изменяться как по величине, так и месту возникновения.

Кроме того, при эксплуатации доменных печей происходит разгар и пластические деформации футеровки, которые изменяют условия работы кожуха печи, воспринимающего нагрузку от температурного распора огнеупорной кладки. Давление кладки на кожух становится неравномерным. На общем фоне снижения уровня воздействия кладки возникают локальные участки с повышенным давлением, перегревом кожуха и, соответственно, с повышенными напряжениями.

Достаточно ярко проявляется изменчивость расчетных схем и нагрузок в процессе эксплуатации в наиболее напряженных зонах кожуха – лещади, горне и фурменной зоне. Здесь возникают максимальные температуры, внутреннее давление и воздействия массы материалов плавки.

Вначале кампании печи, когда кладка еще не выгорела и верхние ряды углеродистых блоков лещади не всплыли, самые высокие напряжения в металле кожуха отмечаются в верхней наиболее нагретой зоне лещади. Однако, по мере разрушения кладки, всплытия ее верхних рядов и образования ямы разгара зона высоких температур опускается ниже в сохранившиеся слои массива. При этом температурный распор в верхней зоне уменьшается с одновременным его ростом в нижней зоне кожуха лещади.



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



З.А. Шульман
технический директор корпорации
«Промстальконструкция»
(г. Днепропетровск)



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

В среднем по результатам расчетов и измерений уровень напряжений в этих зонах достигает 200–240 МПа, а радиальное расширение кожуха при максимальных напряжениях характеризуется величиной 8–10 мм.

Наблюдениями и экспериментальными исследованиями установлено, что в кожухе лещади, заплечиков, распара и шахты возникают в основном растягивающие напряжения в результате воздействия на кожух как нормальных усилий, так и изгибающих моментов, что свидетельствует о неравномерном давлении кладки и холодильников на кожух, а также о наличии температурных воздействий. В некоторых местах напряжения, возникающие от изгибающих моментов, превышают напряжения, возникающие вследствие нормальных усилий. Краевые напряжения по величине могут достигать предела текучести стали, а иногда и превышать его.

Из-за нестабильности нагрузок и воздействий на кожух в процессе эксплуатации, а также тяжелых условий его работы разработанные системы не обеспечивают контроль напряженно-деформированного состояния металлоконструкций в процессе длительной эксплуатации. Существующие, в основном, методы эпизодического контроля не дают полной картины динамики во времени напряженно-деформированного состояния кожуха печи на всех этапах ее работы.

Отдельной проблемой, требующей контроля напряженно-деформированного состояния кожуха, является пуск доменной печи после капитального ремонта II или III разряда, который, как правило, проводится без предварительного выпуска жидкого чугуна, скопившегося в яме разгара лещади. Известно, что при разогреве этот чугун может неформализованно воздействовать на кожух, приводя даже к его разрушению.

Таким образом, установление фактического уровня напряженно-деформированного состояния кожуха является одним из важнейших показателей его длительной надежной эксплуатации, а также своевременного выявления возможности возникновения опасных состояний и аварийных ситуаций. Отслеживание в процессе технической диагностики динамики параметров напряженно-деформированного состояния позволяет вовремя корректировать или изменять режим задувки доменной печи, выводя ее на рабочий режим работы с минимальными механическими напряжениями.

Техническая диагностика – кратковременный контроль состояния кожуха с применением, как правило, ручного визуального снятия показаний приборов. Мониторинг – длительный непрерывный контроль состояния кожуха, позволяет избежать нештатных ситуаций, отслеживать рост напряжений в процессе эксплуатации, своевременно фиксировать их предельные значения и принимать технологические меры по снижению нагрузки на металлоконструкции кожуха, тем самым исключая возникновение «пиковых» напряжений.

Системы технической диагностики и автоматизированного мониторинга напряженно-деформированного состояния кожуха должны обеспечивать контроль уровня прочности его металлоконструкций во всех режимах и периодах: от пусковой раздувки до выхода на задан-

ный режим и на протяжении дальнейшей эксплуатации доменной печи.

Необходимость технической диагностики и мониторинга напряженно-деформированного состояния кожуха печи обусловлена целым рядом факторов, главным из которых является осуществление капитальных ремонтов второго и даже первого разряда с полным или частичным использованием существующего кожуха.

Применяемый на ряде печей, в основном при пусковой раздувке, эпизодический контроль напряжений имеет ряд существенных недостатков, которые ограничивают возможность получения непрерывной длительной информации о состоянии кожуха, используемой при таком контроле. Визуальный метод непосредственного отсчета результатов измерений связан с необходимостью работы персонала в газоопасных зонах и с возможной вероятностью ошибки при снятии отсчетов. Эпизодический контроль не дает возможности создать на его основе автоматизированную систему длительного получения непрерывной информации об измеряемых параметрах.

Одной из основных проблем в процессе оценки напряженного состояния кожуха печи, как и большинства эксплуатируемых конструкций, является определение начальных «нулевых» напряжений, существовавших в конструкции до момента проведения измерений. Измерения под нагрузкой, проводимые различными способами без знания начальных параметров, дают лишь информацию о приращении напряжений и деформаций по отношению к некоторому исходному нулевому состоянию. В том случае, когда первоначальное состояние конструкции близко к ненапряженному, измеряемые приращения напряжений и деформаций близки к действительному напряженно-деформированному состоянию.

Этот фактор имеет решающее значение для определения фактических напряжений, действующих в кожухе доменной печи, и оценки возможности его эксплуатации на заданных или повышенных параметрах температуры и давления дутья.

Оснащение кожуха измерительными приборами осложняется рядом особенностей конструкции доменной печи, в т.ч. специфической формой сооружения и большими размерами контролируемой поверхности, исчисляемой

сотнями квадратных метров, невозможностью доступа к металлоконструкциям изнутри при работе агрегата под давлением и при высоких температурах, а также тяжелыми условиями его эксплуатации (повышенная температура кожуха и окружающей среды, наличие загазованности агрессивными газами, недоступность для монтажа и обслуживания мест установки приборов в связи с наличием большого количества технологического оборудования).

С учетом этих и других специфических трудностей были сформулированы следующие основные требования к разработке системы мониторинга напряженно-деформированного состояния кожуха доменной печи:

- измерительные приборы, устанавливаемые на наружной поверхности кожуха, должны обеспечивать долговременный контроль действующих в нем линейных деформаций (напряжений) от всех видов нагрузок, передаваемых на кожух;
- пределы измерений приборов должны соответствовать заданным величинам;
- средства контроля должны обеспечивать получение достоверной информации в течение длительного времени (желательно всего межремонтного периода работы печи) при температурах до 150 °С в реальных эксплуатационных условиях работы доменной печи;
- система измерений должна работать в автоматическом режиме с непрерывным или заданным дискретным циклом, с регистрацией результатов сравнений данных измерений с установленными предельными значениями и передачей информации в АСУТП доменной печи для последующего анализа, предоставления и архивирования полученной информации.

С учетом этих требований в проектно-институте «Промспецпроект» корпорации «Промстальконструкция» (г. Днепропетровск) была разработана и спроектирована система автоматизированного мониторинга напряженно-деформированного состояния кожуха для доменной печи № 9 объемом 5000 м³ предприятия ОАО «АрселорМиттал Кривой Рог» и в дальнейшем использована для доменной печи № 8 объемом 2700 м³ этого же предприятия.

Работа системы основана на непрерывном долговременном измерении и контроле деформаций металлоконструкций в выбранных зонах агрегата, интегрально характеризующих техническое состояние кожуха в наиболее напряженных его участках. Система предусматривает получение непрерывной информации о кольцевых и меридиональных линейных деформациях (напряжениях) кожуха и его радиальных перемещениях с помощью датчиков со струнным преобразователем с частотным выходным сигналом.

Принцип действия струнного преобразователя основан на изменении собственной частоты поперечных колебаний струны, получившей удлинение, адекватное напряжениям в кожухе на измеряемом участке. Датчики защищены от воздействий окружающей среды специальным кожухом, и поскольку они находятся в одном температурном поле с кожухом печи, то являются температурно-компенсированными.

Датчики установлены на представительских участках (зонах контроля), позволяющих судить об общем напряженно-деформированном состоянии кожуха. Это лещадь, горн и фурменная зона, где температура внутри печи максимальная, т.к. здесь проходит технологический процесс получения чугуна.

Напряжения в точках кожуха печи, расположенных между датчиками, могут отличаться и даже превышать измеренные напряжения, что связано с неравномерным распределением нагрузок и воздействий, а также возможными концентраторами напряжений. Однако увеличение напряжений будет зафиксировано установленными датчиками, что привлечет внимание персонала.

Полученные дискретные величины измеренных напряжений принимаются за основу для определения средних и выявления экстремальных напряжений и оценки общего уровня напряженно-деформированного состояния кожуха печи.

Всего для кожуха ДП № 9 принято пять зон контроля (рис. 1):

- в зоне А (ориентировочная отм. 3,950 м) установлены преобразователи линейных кольцевых и меридиональных деформаций;
- в зоне Б (ориентировочная отм. 6,100 м) – преобразователи линейных кольцевых и меридиональных деформаций;

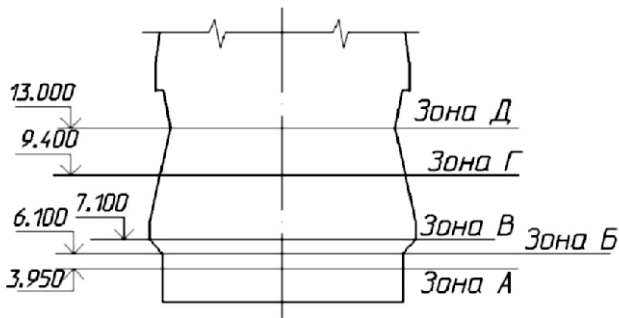


Рис. 1. Места расположения зон контроля напряженно-деформированного состояния кожуха доменной печи № 9

- в зоне В (ориентировочная отм. 7,100 м) – преобразователи линейных кольцевых и меридиональных деформаций и радиальных деформаций;
- в зоне Г (ориентировочная отм. 9,400 м) – преобразователи линейных кольцевых и меридиональных деформаций;
- в зоне Д (ориентировочная отм. 13,000 м) – преобразователи линейных кольцевых и меридиональных деформаций.

В зонах А, В и Г размещено по 12 преобразователей линейных кольцевых и меридиональных деформаций и по 6 поверхностных датчиков температуры. В зоне В дополнительно размещено 6 преобразователей радиальных деформаций, в зоне Б – по 11 преобразователей линейных кольцевых и меридиональных деформаций и по 6 поверхностных датчиков температуры. В зоне Д размещено по 8 преобразователей линейных кольцевых и меридиональных деформаций и по 4 поверхностных датчика температуры.

Различное количество преобразователей в зонах контроля обусловлено наличием свободного места на конструкции.

Расположение датчиков в зонах контроля приведено на рис. 2.

Отдельно на одном уровне установлены датчики общих радиальных перемещений кожуха печи, фиксирующие деформации поперечного сечения контура кожуха и позволяющие сопоставить эти величины с результатами показаний преобразователей.

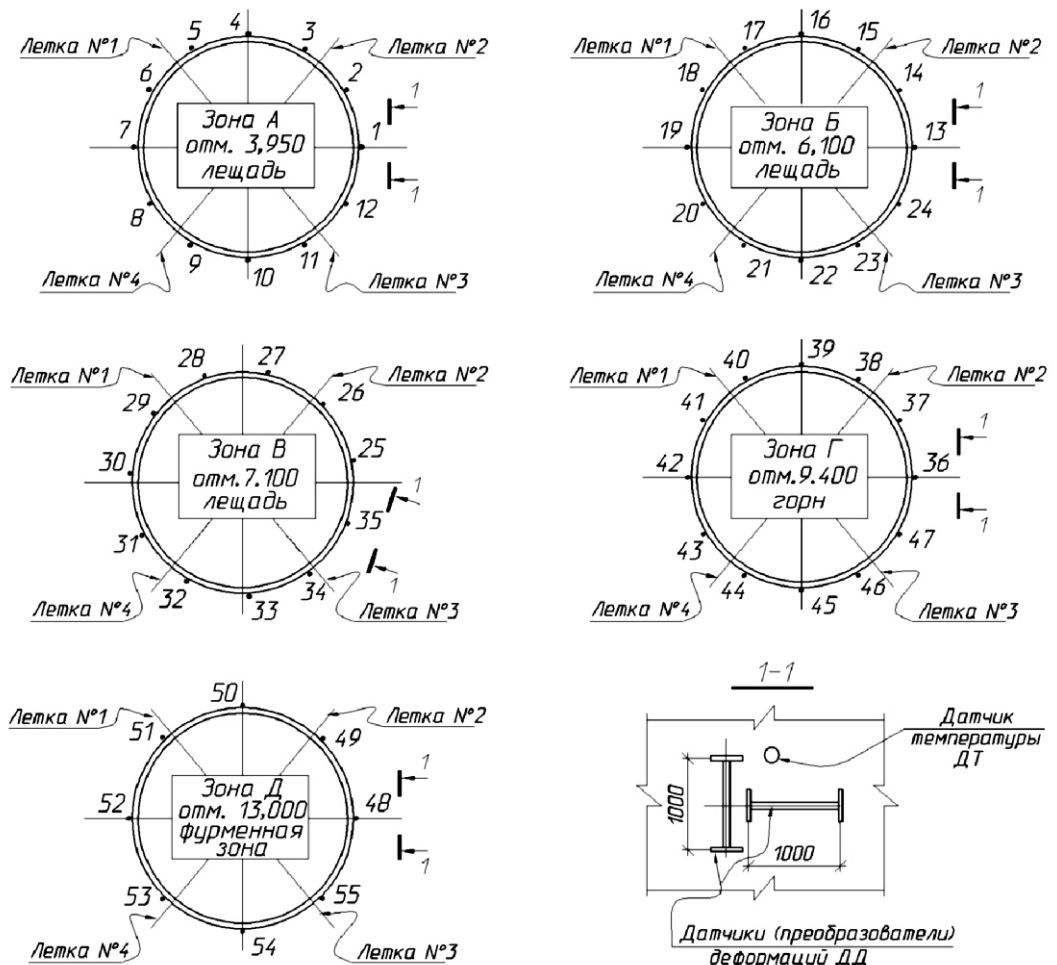


Рис. 2. Места установки преобразователей деформаций

Технические характеристики измерительных преобразователей обеспечивают измерение и долговременный контроль напряжений в диапазоне – 50...+500 МПа при температуре кожуха до 100 °С и перемещений 0...20 мм при температуре окружающей среды до 70 °С.

Система автоматизированной диагностики напряженно-деформированного состояния кожуха печи обеспечивает непрерывное дистанционное автоматизированное измерение выходных сигналов, установленных на кожухе датчиков деформаций (напряжений) и перемещений, их обработку, обновление, предоставление и передачу накопленной информации по запросу в промышленную компьютерную сеть автоматизированной системы управления технологическим процессом доменной печи (АСУТП ДП).

Сбор и первичная обработка информации осуществляется в автоматическом режиме непрерывно или по запросу оператора многоканальным программируемым терминалом, разработанным на основе промышленного микроконтроллера. Терминал управляется центральным компьютером АСУТП доменной печи и обеспечивает ввод и запоминание измерительной информации по введенной в него программе, а также диагностику его основных узлов, состояние линий подключений и исправность преобразователей, автоматически опрашивает в определенной последовательности все струнные преобразователи и передает данные текущего опроса. Время опроса одного датчика – 2 с, режим работы – круглосуточный, непрерывный.

Информация о температуре кожуха печи, отходящей от холодильника воды, о внутреннем давлении в печи, других технологических параметрах ее работы, влияющих на напряженно-деформированное состояние кожуха и необходимая для анализа его состояния, включена в состав АСУТП ДП № 9 и вводится в систему вручную.

Основой системы является «Программно-технический комплекс автоматизированной диагностики напряженно-деформированного состояния кожуха печи» (ПТК ДП), который может функционировать как в автономном режиме, так и служить подсистемой.

В состав ПТК входят следующие компоненты:

- датчики (преобразователи) линейных деформаций струнные измерительные накладные ПЛДС-400 для измерения кольцевых и меридиональных деформаций;

- датчики (преобразователи) взаимных линейных перемещений ПЛПС-20 для измерения радиальных деформаций (перемещений) кожуха;
- многоканальный программируемый терминал МПТ для подключения преобразователей. Всего использовалось 90 преобразователей (72 основных и 18 резервных);
- клеммный шкаф с 90 парами клемм и кабельными вводами;
- многожильные кабели для подсоединения к клеммному шкафу преобразователей, выведенных на клеммные коробки;
- кабель связи МПТ с центральным компьютером;
- программное обеспечение для управления терминалом, считывания с него информации, первичной обработки результатов измерения и формирования базы данных.

При работе ПТК в качестве подсистемы АСУТП ДП предусмотрена двухуровневая система сбора, обработки, анализа, предоставления и архивирования информации, поступающей от датчиков деформаций. При работе в автономном режиме – одноуровневая.

На первом уровне осуществляется опрос датчиков, преобразование выходных сигналов в измеряемые величины, формирование и отображение в табличной форме базы данных. Операции первого уровня выполняются многоканальным программируемым терминалом.

На втором уровне осуществляются:

1 – предоставление данных измерений напряжений и перемещений кожуха, температуры его поверхности и отходящей от холодильников воды, других технологических параметров, характеризующих состояние кожуха печи;

2 – анализ полученных данных путем сравнения результатов измерений с предельными расчетными или опытными величинами, превышение которых может привести к нештатным ситуациям в работе печи;

3 – формирование предупреждающих сигналов, опасных с точки зрения уровня напряжений в кожухе;

4 – предоставление данных автоматизированного диагностирования напряженно-деформированного состояния кожуха в виде, удобном для последующего анализа и принятия решений;

5 – архивирование в обобщенной форме данных измерений.

При этом фиксируются следующие уровни предельного состояния:

- а) напряжения близки, но не достигают предельных величин;
- б) напряжения в кожухе достигли предельных величин;
- в) напряжения в кожухе превзошли предельные значения на величину, вызывающую опасения за прочность кожуха и нормальную эксплуатацию печи.

Работа системы второго уровня осуществляется по специально разработанной программе, входящей в качестве подсистемы «АС диагностики кожуха» в АСУТП ДП.

Данные текущих измерений предоставляются в таблично-графической форме, отображающей для каждой зоны контроля схему расположения датчиков, дату, время и номер сеанса связи, а также результаты измерений кольцевых и меридиональных напряжений, пороговые (предельные) величины напряжений и технологические параметры работы печи. В этом же окне отображаются эпюры главных напряжений в данном сечении кожуха печи и их величины в направлении кольцевых деформаций.

Изменения во времени максимальных величин приведенных напряжений по всем зонам контроля, начиная с пусковой раздувки, приводятся в виде графиков, постоянно обновляемых после каждого сеанса связи. Здесь же в цвете маркируются значения максимальных напряжений.

Таким образом, разработанная система позволяет диагностировать общее напряженно-деформированное и тепловое состояния несущих металлоконструкций кожуха печи в процессе эксплуатации и контролировать процесс доменной плавки, т.е. обеспечить работу доменной печи в стабильном режиме.

Система не контролирует зоны повышенных напряжений и температуры, вызванных локальными факторами (местный прогар футеровки и холодильников, увеличение напряжения в районе отверстий и т.п.). Эти зоны выявляются при проведении периодических визуальных осмотров кожуха, а также по результатам анализа температуры отводящей воды от холодильников системы охлаждения печи, информация о которой отображается в АСУТП доменных печей.

Критерием оценки состояния кожуха печи в процессе эксплуатации является соотношение уровня измеренных напряжений и предельных значений (пороговых величин), соответствующих значению расчетного сопротивления материала, равного пределу текучести металла с учетом коэффициента надежности по материалу. Учитывая это, при назначении пороговых величин состояния кожуха печи исходили из следующих критериев оценки его напряженно-деформированного состояния:

- предела текучести и соответствующего ему расчетного сопротивления материала кожуха, определяющего его механическую прочность;
- предельных деформаций кожуха;
- возможной предельной температуры поверхности кожуха.

Учитывая неравномерность распределения напряжений в кожухе, преобладание нестационарных технологических процессов доменной плавки и трудности формализации нагрузок, в качестве критерия, характеризующего максимально возможное напряженное состояние кожуха, принято достижение кольцевыми и меридиональными напряжениями приведенных предельных пороговых значений.

В период эксплуатации было выделено три уровня указанных критериев, характеризующих механическую прочность кожуха и дающих общую оценку состояния доменной печи.

Считая распределение внутреннего давления от всех действующих компонентов нагрузки равномерным и принимая известное отношение кольцевых к меридиональным напряжениям 2:1, определены величины пороговых значений предельных приведенных напряжений $\sigma_{пр}$, учитывающих взаимодействие этих напряжений по энергетической теории прочности, наиболее соответствующей стали, имеющей площадку текучести.

Для *первого* уровня пороговых значений, характеризующего нормальное состояние кожуха печи, выполненного из стали марки 16Г2АФ с пределом текучести, равным 410 МПа, $\sigma_{пр} = 290$ МПа, для *второго*, характеризующего превышение измеренными напряжениями максимальных значений первого уровня, $\sigma_{пр} = 335$ к 410, для *третьего*, характеризующего достижение измеренными напряжениями максимально допустимых напряжений, $\sigma_{пр} = 410$ МПа.

Для общих радиальных деформаций предельные расчетные величины перемещения кожуха печи (увеличение диаметра) составят: для *первого* уровня пороговых значений $D = 15,44$, для *второго* – $D = 18,9$, для *третьего* – $D = 18,9$ мм.

Расчетные предпосылки и критерии оценки уровня напряженно-деформированного состояния кожуха определены в предположении, что температура его поверхности не превышает $100\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Анализ изменения во времени измеренных напряжений в кожухе печи в течение первых двух лет работы системы показал, что их уровень в период раздувки растет и через 30–40 суток достигает 80–90 МПа. После истечения этого срока и до выхода на заданный режим работы печи напряжения стабилизируются и в дальнейшем, по мере выгорания футеровки, медленно повышаются. К концу двухлетнего периода эксплуатации уровень напряжений достиг 150 МПа, были зафиксированы также всплески напряжений, вызванные перегревом отдельных зон контроля.

Важной особенностью данного метода измерения деформаций является использование не амплитуды и не фазы колебаний, а его частоты, что исключает возможность искажения результатов измерения при передаче их от датчика к регистрирующему прибору. При использовании в качестве чувствительного элемента (преобразователя механических деформаций в электрический сигнал) колеблющейся струны исключаются погрешности измерений, связанные с колебаниями питающего напряжения, изменениями коэффициента усиления согласующих устройств, изменением сопротивления соединительных проводов и т.д. Данный метод позволяет производить измерения деформаций на очень больших расстояниях, т.к. частота колебаний струны, определяемая при измерениях, остается неизменной независимо от уменьшения амплитуды сигнала при передаче его на любые расстояния.


При этом, учитывая, что температура поверхности кожуха печи может достигать $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ и более, изменения температуры не влияют на результат измерений, т.е. струнные датчики со стальным струнным преобразователем, если они находятся в одном температурном поле с кожухом печи, являются температурно-компенсированными.

При изменении температуры конструкции, на которой закреплен струнный преобразователь, имеет место тепловое удлинение базы, определяемое величиной линейного коэффициента теплового расширения материала. Так как преобразователь прочно закреплен на конструкции, а чувствительный элемент – его струна – обладает значительно меньшей жесткостью, то относительное удлинение базы, обусловленное изменением температуры, полностью передается преобразователю.

Если коэффициент теплового расширения чувствительного элемента преобразователя не отличается от коэффициента теплового расширения материала конструкции и преобразователь и конструкция нагреваются до одной и той же температуры (находятся в одном температурном поле), то изменение температуры кожуха не будет оказывать влияние на результат измерений.

В случае если преобразователь и кожух в месте его установки находятся в разных температурных полях, имеется возможность корректировки результатов измерений на разность температур.

Перечисленные преимущества метода измерений стали определяющими при выборе методики и средств контроля деформаций кожуха доменной печи и подтвердили целесообразность его использования для проведения диагностики напряженного состояния кожуха как при раздувке печи, так и для мониторинга в период эксплуатации.

Надійшла 03.06.2011 р. 

ДОКУМЕНТАЛЬНІ ПЛАНОВІ ПЕРЕВІРКИ НА ПІДПРИЄМСТВАХ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ (ЗАКОНОДАВЧІ ВИМОГИ ТА ПРАКТИЧНІ ПОРАДИ)

Розглядається порядок проведення документальної планової перевірки податковими органами, а також дії платників податків під час такої перевірки та на стадіях підписання акта, при отриманні податкового повідомлення-рішення про сплату грошового зобов'язання, штрафних (фінансових) санкцій та пені.

Згідно зі ст. 75 Глави 8 Податкового кодексу України (далі – ПКУ) податкові органи мають право проводити камеральні, документальні (планові або позапланові; виїзні або невиїзні) та фактичні перевірки.

Визначення документальної перевірки. Предметом документальної перевірки є своєчасність, достовірність, повнота нарахування та сплати усіх передбачених ПКУ податків та зборів, а також виконання вимог валютного та іншого законодавства, дотримання роботодавцем законодавства щодо укладення трудового договору, оформлення трудових відносин із працівниками (найманими особами). Перевірка проводиться на підставі податкових декларацій (розрахунків), фінансової, статистичної та іншої звітності, реєстрів податкового та бухгалтерського обліку, первинних документів, які використовуються в бухгалтерському та податковому обліку і пов'язані з нарахуванням і сплатою податків та зборів, виконанням вимог іншого законодавства, контроль за дотриманням якого покладено на органи державної податкової служби.

Документальна планова перевірка проводиться відповідно до плану-графіка перевірок, який складається в органі державної податкової служби, де зареєстрований платник податку.

Документальною виїзною перевіркою вважається перевірка, яка проводиться за місцем знаходження платника податків чи місцем розташування об'єкта права власності, стосовно якого проводиться така перевірка.

Періодичність проведення документальних планових перевірок будівельних підприємств визначається залежно від ступеня ризику діяльності платників податків, який поділяється на високий, середній та незначний. Платники податків із незначним ступенем ризику включаються до плану-графіка не частіше ніж раз на три календарних роки, середнім – не частіше ніж раз на два календарних роки, високим – не частіше одного разу на календарний рік.



В.П. Кергет

заступник генерального директора з фінансово-економічних питань ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Податкові органи мають методичку визначення ступеня ризику діяльності платників податків. Щоб потрапити до переліку підприємств із незначним ступенем ризику, потрібно зовсім не працювати, не мати основних засобів; не проводити зовнішньоекономічну діяльність, не мати дозволів, ліцензій, патентів, розрахунків готівковими коштами, ніяких пільг тощо. Тобто практично це нереально. Тому більшість підприємств балансує між середнім та високим ступенем ризику діяльності.

ПКУ забороняється проведення документальної планової перевірки за окремими видами зобов'язань перед бюджетами, крім правильності обчислення, повноти і своєчасності сплати податку з доходів фізичних осіб та зобов'язань за бюджетними позиками і кредитами, що гарантовані бюджетними коштами.

Про проведення документальної планової перевірки керівником органу Державної податкової служби приймається рішення, яке оформлюється наказом.

Право на проведення документальної планової перевірки підприємства надається лише у випадку, коли йому не пізніше ніж за 10 календарних днів до дня проведення зазначеної перевірки вручено під розписку або надіслано рекомендованим листом із повідомленням про вручення копію наказу про проведення документальної планової перевірки та письмове повідомлення із зазначенням дати початку її проведення.

Надані ПКУ 10 календарних днів будівельне підприємство має використати на свою користь і провести підготовчу роботу до початку проведення документальної перевірки.

Необхідно ще раз переглянути усі первинні документи щодо наявності підписів, печаток, дати оформлення, особливо отриманих податкових накладних.

Перевірити наявність заповнення касових документів та авансових звітів, у т.ч. якщо проводяться розрахунки в іноземній валюті, підготувати необхідні документи, що підтверджують взаємовідносини з фізичними особами – приватними підприємцями.

У разі необхідності при виявленні помилок подати Уточнювальні податкові декларації, сплатити суми занижених грошових зобов'язань та штраф у розмірі 3 % від суми недоплати, відповідно до ст. 50 ПКУ.

Умови та порядок допущення посадових осіб органів Державної податкової служби до проведення документальних виїзних перевірок. Посадові особи органу Державної податкової служби мають право розпочати проведення документальної виїзної перевірки за наявності підстав для її проведення та за умови пред'явлення:

- направлення на проведення такої перевірки, в якому зазначаються дата видачі, найменування органу Державної податкової служби, реквізити наказу про проведення відповідної перевірки, найменування та реквізити суб'єкта (об'єкта), перевірка якого проводиться, мета, вид (планова або позапланова), підстави, дата початку та тривалість перевірки, посада та прізвище посадової (службової) особи, яка проводитиме перевірку. Направлення на перевірку є дійсним за наявності підпису керівника органу Державної податкової служби або

його заступника, що скріплений печаткою органу Державної податкової служби;

- копії наказу органу податкової служби, що проводить перевірку, в якому зазначається підстава для перевірки, дата початку перевірки, тривалість перевірки та на кого покладено контроль за ходом проведення перевірки;
- службових посвідчень представників податкової служби, що проводять перевірку.

Непред'явлення платнику податків (його посадовим (службовим) особам або особам, які фактично проводять розрахункові операції) зазначених вище або пред'явлених, але оформлених із порушеннями зазначених вимог документів є підставою для недопущення посадових (службових) осіб органу Державної податкової служби до проведення документальної виїзної перевірки.

Під час проведення перевірки бажано дотримуватися деяких правил, що допоможе спілкуватися з перевіряючими і унеможливить отримання ними «небажаної» інформації:

1. Перевіряючий зобов'язаний особисто заповнити Журнал реєстрації перевірки і поставити в ньому свій підпис.

2. Якщо перевіряючих декілька краще спілкуватися тільки зі старшим із них, щоб уникнути «перехресних питань».

3. За можливості перевіряючим слід виділити окрему кімнату, у якій вести усі переговори і надавати необхідні документи для перевірки. Перевіряючі без потреби не повинні «прогулюватись» по підприємству і «зазирати» в усі кутки.

4. За можливості спілкуватися з перевіряючими та надавати необхідні документи має лише одна призначена особа.

5. Перелік документів, які надаються перевіряючим, необхідно фіксувати, щоб унеможливити витік оригіналів документів за територію підприємства. За письмовим запитом слід надавати лише копії первинних документів.

6. Відповідати на питання перевіряючих без документального підтвердження не бажано.

7. У разі необхідності складається Угода про збереження комерційної таємниці і конфіденційної інформації, яка підписується разом із перевіряючими (ст. 38 Закону України «Про інформацію»).

Перевіряючі повинні дотримуватися того графіка роботи підприємства, який встановлений Правилами трудового розпорядку або відповідним наказом.

У той же час, якщо на будівельному підприємстві з якихось причин встановлено скорочений режим робочого часу, то це буде підставою для продовження часу перевірки або для збільшення кількості перевіряючих.

У будь-якому випадку це проблеми перевіряючих, а не підприємства.

Вже під час першої зустрічі з перевіряючими можуть виникнути непорозуміння щодо формальних питань та наявності помилок у документах, які надаються перед початком перевірки. У такому випадку, якщо платник податків та/або посадові (службові) особи платника податків (його представники або особи, які фактично проводять розрахункові операції) відмовляють у допущенні посадових (службових) осіб органу Державної податкової служби до проведення перевірки складається акт, який засвідчує факт відмови.

При пред'явленні направлення платнику податків та/або посадовим (службовим) особам платника податків (його представників або осіб, які фактично проводять розрахункові операції) такі особи ставлять свій підпис у направленні із зазначенням прізвища, імені, по батькові, посади, дати і часу ознайомлення.

Керівники і відповідальні посадові особи юридичних осіб та фізичні особи-платники податку під час перевірки, що проводиться органами Державної податкової служби, зобов'язані виконувати вимоги органів Державної податкової служби щодо усунення виявлених порушень законів про оподаткування і підписати акт (довідку) про проведення перевірки та мають право надати заперечення на цей акт (довідку).

Строки проведення виїзних перевірок. Тривалість документальних планових перевірок не повинна перевищувати 30 робочих днів для великих платників податку, щодо суб'єктів малого підприємництва – 10 робочих днів, інших платників податків – 20 робочих днів.

Продовження строків проведення зазначених перевірок можливе за рішенням керівника органу Державної податкової служби не більше як на 15 робочих днів для великих платників податків, щодо суб'єктів малого підприємництва – не більше як на 5 робочих днів, інших платників податку – не більше як на 10 робочих днів.

Підставами для продовження строку перевірки є:

- заява суб'єкта господарювання (у разі необхідності подання ним документів, які стосуються питань перевірки);
- змінений режим роботи або підсумований облік робочого часу суб'єкта господарювання та/або його господарських об'єктів

Проведення документальної виїзної планової перевірки великого платника податків може бути зупинено за рішенням керівника податкового органу, що оформлюється наказом, копія якого не пізніше наступного робочого дня вручається платнику податків або його уповноваженому представнику під розписку, з подальшим поновленням її проведення на невикористаний строк.

Зупинення документальної виїзної планової перевірки перериває перебіг строку проведення перевірки в разі вручення платнику податків або його уповноваженому представнику під розписку копії наказу про зупинення документальної виїзної планової перевірки.

При цьому перевірка може бути зупинена на загальний строк, що не перевищує 30 робочих днів, а в разі необхідності проведення експертизи, отримання інформації від іноземних державних органів щодо діяльності платника податків, завершення розгляду судом позовів із питань, пов'язаних із предметом перевірки, відновленням платником податків втрачених документів перевірка може бути зупинена на строк, необхідний для завершення таких процедур.

Загальний термін проведення перевірок не може перевищувати 60 календарних днів.

Надання платниками податків документів для перевірки. Платник податку зобов'язаний надати посадовим (службовим) особам органів Державної податкової служби у повному обсязі всі документи, що належать до предмету перевірки або пов'язані з ними. Такий обов'язок виникає у платників податків після початку перевірки.

При цьому великий платник податків зобов'язаний також надати в електронному виг-

Якщо перевіряючий, який пропрацював на підприємстві 20 днів і не знайшов порушень податкового законодавства, посилається на «план щодо штрафів» і пропонує самим їх знайти, слід зважити усі «за» і «проти» і прийняти рішення, яке буде найбільш прийнятним для підприємства – спокійно працювати протягом певного часу або готуватися до нових перевірок.

ляді з дотриманням умови щодо реєстрації електронного підпису підзвітних осіб (у форматі та порядку, визначених центральним органом Державної податкової служби) копії документів з обліку доходів, витрат та інших показників, пов'язаних із визначенням об'єктів оподаткування (податкових зобов'язань), первинних документів, реєстрів бухгалтерського обліку, фінансової звітності, інших документів, пов'язаних із обчисленням та сплатою податків і зборів, не пізніше робочого дня, наступного за днем початку документальної виїзної планової перевірки.

При проведенні перевірок посадові особи органу Державної податкової служби мають право отримати у платників податків належним чином завірені копії первинних фінансово-господарських, бухгалтерських та інших документів, що свідчать про приховування (зниження) об'єктів оподаткування, несплату податків зборів (обов'язкових платежів), порушення вимог іншого законодавства, контроль за дотриманням якого покладено на органи Державної податкової служби.

Необхідно зазначити, що не потрібно надавати засвідчені копії будь-яких документів, які заманеться мати перевіряючим. У ПКУ чітко вказується на те, що документи повинні свідчити про приховування об'єктів оподаткування та несплату податків, зборів (обов'язкових платежів). Тому, посилаючись на пп. 85.4 та 20.1.23 ПКУ, треба вимагати від перевіряючих надання письмового запиту про перелік необхідних документів із зазначенням мотивів їх отримання.

Отримання копій документів оформляється описом. Копія опису, складеного посадовими (службовими) особами органу Державної податкової служби, вручається під підпис платнику податків.

Під час проведення документальної перевірки посадові особи контролюючого органу, що проводять перевірку, періодично доповідають своєму керівництву про хід перевірки, виявлені порушення, нестандартні господарські операції, фінансовий стан підприємства, що перевіряється, та інше.

Оформлення результатів перевірки. Результати перевірок оформлюються у вигляді акта або довідки, які підписуються посадовими особами органу Державної податкової служби та платниками податків. У разі встановлення під час перевірки порушень складається акт. Якщо такі порушення відсутні, складається довідка.

Строк складення акта (довідки) про результати перевірки не зараховується до строку проведення перевірки, встановленого ПКУ.

Якщо платник податків незгоден із висновками акта, він зобов'язаний підписати такий акт перевірки із своїми зауваженнями, які він має право надати разом із підписаним примірником акта або окремо у строк протягом п'яти робочих днів.

Відмова платника податків або його законних представників від підписання акта перевірки або отримання його примірника не звільняє платника податків від обов'язкової сплати визначених органом Державної податкової служби за результатами перевірки грошових зобов'язань.

Заперечення до акта розглядаються органом Державної податкової служби протягом 5 робочих днів, що настають за днем їх отримання (днем завершення перевірки, проведеної у зв'язку з необхідністю з'ясування обставин, що не були досліджені під час перевірки та зазначені у зауваженнях). Платнику податків надсилається відповідь згідно з порядком щодо надсилання (вручення) податкових повідомлень-рішень. Платник податку (його уповноважена особа та/або представник) має право брати участь у розгляді заперечень, про що він зазначає у запереченнях.

У разі якщо платник податку виявив бажання взяти участь у розгляді його заперечень до акта перевірки, орган державної податкової служби зобов'язаний повідомити його про місце і час проведення такого розгляду. Таке повідомлення надсилається платнику податків не пізніше наступного робочого дня з дня отримання від нього заперечень, але не пізніше ніж за два робочих дні до їх розгляду.

Будівельному підприємству дуже важливо, щоб в акті перевірки були відображені не тільки факти заниження, а також факти завищення податкових зобов'язань. Якщо перевіряючі відмовляються враховувати виявлені факти завищення податкових зобов'язань, необхідно цей факт відобразити в запереченнях до акта перевірки і вимагати проведення службового розслідування відносно посадових осіб органу Державної податкової служб, які проводили перевірку.

Отримання податкового повідомлення-рішення. Податкове повідомлення-рішення приймається керівником податкового органу (його заступником) протягом 10 робочих днів з дня, наступного за днем вручення платнику податків акта перевірки у порядку, передбаченому для надсилання (вручення) податкових повідомлень-рішень, а за наявності заперечення посадових осіб платника податків до акта перевірок приймається з урахуванням висновку про результати розгляду заперечень до акта перевірки – протягом трьох робочих днів, наступних за днем розгляду заперечень і надання (надсилання) письмової відповіді платнику податків.

Податкове повідомлення-рішення містить підставу для нарахування (зменшення) податкового зобов'язання та/або зменшення (збільшення) суми бюджетного відшкодування; посилення на норму ПКУ та/або іншого закону, контроль за виконанням якого покладено на контролюючі органи, відповідно до якого був зроблений розрахунок або перерахунок грошових зобов'язань платника податків; суму грошового зобов'язання, яку повинен сплатити платник податку; суму зменшеного (збільшеного) бюджетного відшкодування та/або зменшення від'ємного значення результатів господарської діяльності або від'ємного значення суми податку на додану вартість; граничні строки сплати грошового зобов'язання та/або строки виправлення платником податків показників податкової звітності; попередження про наслідки несплати грошового зобов'язання або внесення виправлень до показників податкової звітності в установленний строк; граничні строки, передбачені ПКУ, для оскарження податкового повідомлення-рішення.

До податкового повідомлення-рішення додається розрахунок податкового зобов'язання та штрафних (фіксованих) санкцій.

Податкове повідомлення-рішення надсилається (вручається) за кожним окремим податком, збором та/або разом із штрафними санкціями, передбаченими ПКУ, а також за кожною штрафною (фінансовою) санкцією за порушення норм іншого законодавства, контроль за дотриманням якого покладено на такий контролюючий орган, та/або пеню за порушення строків розрахунків у сфері зовнішньоекономічної діяльності.

У разі зменшення (збільшення) контролюючим органом суми бюджетного відшкодування або від'ємного значення суми податку на додану вартість платнику податків надсилаються (вручаються) окремі податкові повідомлення-рішення.

Державна податкова адміністрація України наказом від 22.12.2010 року № 985 затвердила Порядок направлення органами Державної податкової служби податкових повідомлень-рішень платникам податків. Затверджено 11 різних форм повідомлень-рішень. Після закінчення документальної планової перевірки будівельним організаціям, як правило, надсилаються (надаються) податкові повідомлення-рішення за формою «Р».

А далі будівельне підприємство має вибрати для себе один із варіантів розвитку подій:

Перший: погодитися з розмірами суми грошового зобов'язання, штрафом і пенєю і сплатити їх протягом 10 днів з дати отримання податкового повідомлення-рішення до відповідного бюджету.

Другий: частково погодитися з розміром суми грошового зобов'язання, штрафом і пенєю. В цьому випадку погоджені суми сплачуються до відповідного бюджету протягом 10 днів з дати отримання податкового повідомлення-рішення, а решта суми оскаржується в адміністративному або судовому порядку.

Третій: у разі незгоди з визначеною податковим органом сумою грошового зобов'язання (штрафом, пенєю) розпочати процедуру адміністративного врегулювання спору. На що також передбачено 10 днів.

Четвертий: подати до адміністративного суду позов про скасування податкового повідомлення-рішення і тим самим відразу розпочати судове врегулювання спору.

Надійшла 03.10.2011 р.

Вітаємо з 75-річчям

ВАДИМА МИКОЛАЙОВИЧА ГОРДЕЄВА

**заступника генерального директора з наукової роботи
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», доктора технічних наук, професора,
заслуженого діяча науки і техніки України, академіка-фундатора
Академії будівництва України, члена редакційної колегії журналу
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Гордєєв Вадим Миколайович після закінчення Київського інженерно-будівельного інституту з 1958 по 1967 рік обіймав відповідальні інженерні посади в Державному інституті «Укрпроектстальконструкція».

З 1967 по 1983 рік очолював Київський науково-дослідний відділ Центрального науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій, з 1983 по 1993 рік працював головним інженером Українського проектного та науково-дослідного інституту сталевих конструкцій. Протягом 1993–1998 рр. перебував на дипломатичній роботі – був Радником з питань науки і техніки у Посольстві України в Російській Федерації.

З 1998 по 2010 рік – перший заступник голови правління ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», а з 2011 р. – заступник генерального директора з наукової роботи ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського».

Гордєєв В.М. зробив значний внесок у розвиток будівельної механіки. Його праці у галузі розрахунку нелінійно-деформівних систем, які включають односторонні в'язі, троси, елементи з ідеальної тканини, відомі у багатьох країнах світу. Велику наукову та практичну цінність мають результати досліджень просторових механічних систем із симетрією будь-якого виду, отримані на базі теорії представлень груп. Ці результати стали основою при розробленні промислових програм для статичних та динамічних розрахунків симетричних систем «Парадокс» та «Парсек», які широко використовуються в Україні та Росії.

У працях, присвячених оптимізації металевих конструкцій, Вадим Миколайович ввів поняття околиці оптимального рішення, конструкції, близької до оптимальної, множини майже оптимальних конструкцій. Розроблені методи та алгоритми пошуку множини конструкцій, близьких до оптимальної, лягли в основу автоматизованої системи проектування металевих конструкцій Всесоюзного об'єднання «СоюзметаллостройНИИПроект».

Гордєєв В.М. брав активну участь у розробленні складної проектної документації промислових буді-



вель і висотних споруд, упроваджував автоматизований розрахунок конструкцій та методи оптимізації проектування металоконструкцій.

Професор Гордєєв В.М. – автор 160 друкованих праць, серед яких 13 монографій, технічних книг та брошур, виданих українською, російською, англійською та китайською мовами.

Вадим Миколайович є представником України у Міжнародній асоціації з оболонкових та просторових конструкцій, членом Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки, очолює секцію будівельних металевих конструкцій Науково-координаційної та експертної Ради з питань ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин при президії Національної академії наук України.

Указом Президента України від 3 грудня 2001 року № 1170 Вадим Миколайович Гордєєв включений до складу Міжвідомчої комісії з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки і оборони України.

Гордєєв В.М. є заступником голови спеціалізованої вченої ради К-26.857.01 із захисту дисертацій на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук за спеціальностями: «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» та «Будівельна механіка». Залучається до роботи у Національному авіаційному університеті як голова державної екзаменаційної комісії.

Вадим Миколайович має заслужений авторитет і повагу серед науковців, проектувальників, будівельників та громадських організацій. Нагороджений державними та численними відомчими нагородами.

За високий професіоналізм, вагомі здобутки у науково-технічній і проектно-конструкторській діяльності та з нагоди 75-річчя від дня народження Гордєєв Вадим Миколайович нагороджений нагрудним знаком Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України «Почесний працівник будівництва та архітектури» II ступеня та Почесною грамотою Кабінету Міністрів України.

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) у форматі *.doc, docx, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у форматах tif, eps, jpg – 300 dpi або на паперових носіях для сканування.
- 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 ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 6 від 24.11.2011 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,

ТОВ «Укрінсталькон 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 – **Ніколайчук О.Л.**

Підписано до друку 30.11.2011 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

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

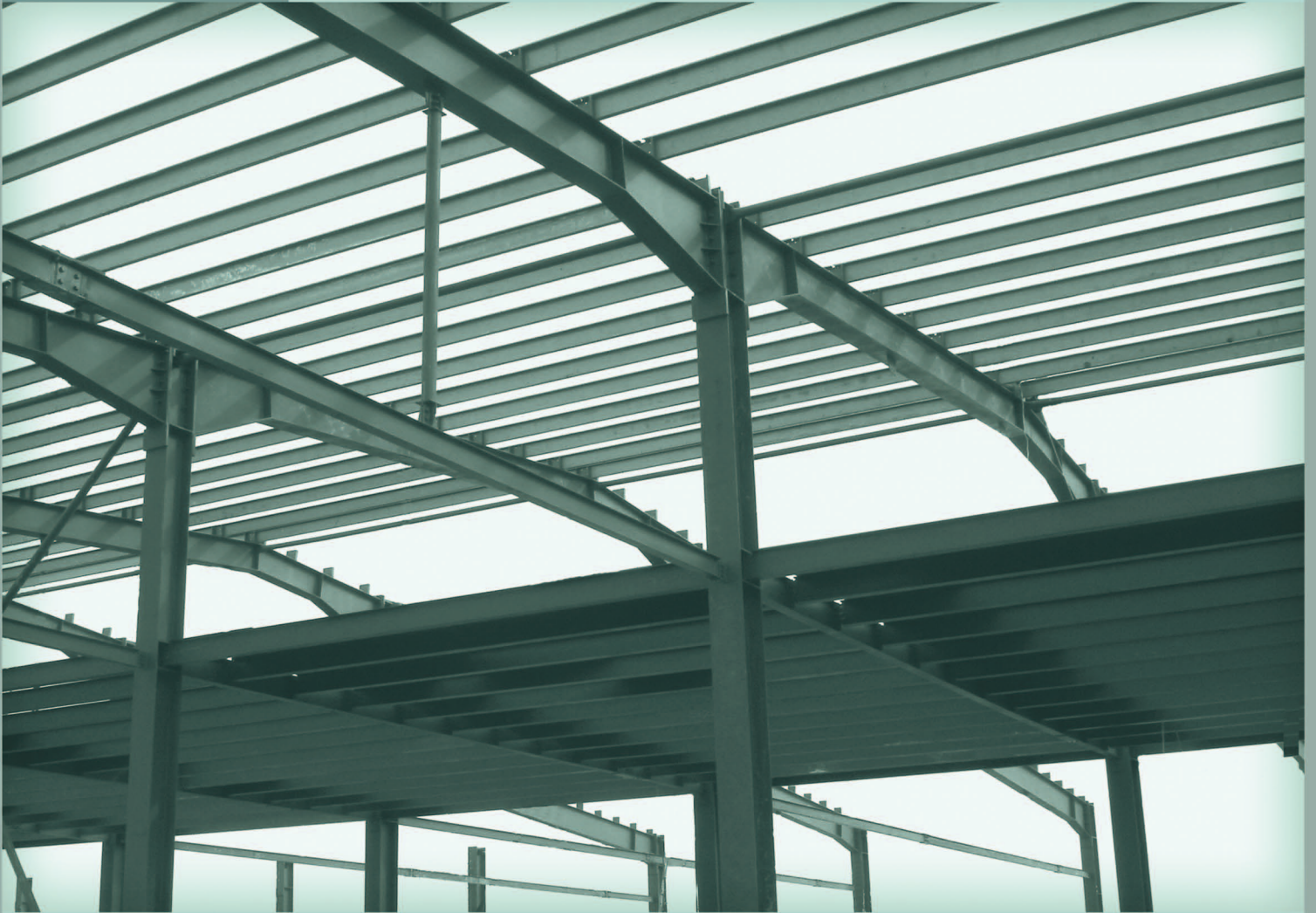
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

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



ЖИТОМИРСЬКИЙ
ЗОН

ПУБЛІЧНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО «ЖИТОМИРСЬКИЙ ЗАВОД ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»



Виготовляємо металоконструкції різного ступеня складності, забезпечені техніко-економічними показниками при високому рівні відповідності їх несучої спроможності:

- **каркаси будівель:** промислових споруд, складів, логістичних центрів, спортивних споруд, торговельних закладів, торговельно-офісних комплексів, торговельно-розважальних центрів, станцій технічного обслуговування
- **конструкції мостових переходів.**

www.zok.zt.ua

Адреса ПАТ «Житомирський ЗОК»:
м.Житомир, вул.Баранова, 89
тел.: (0412) 42 78 06
факс: (0412) 42 76 08
zok@zok.zt.ua

Представництво у м.Києві:
вул.Б.Хмельницького, 16-22, офіс 303
тел.: (044) 599 20 52
+38 (067) 250 14 20
sergiy.zubko@zok.zt.ua

Приазовский государственный технический университет, Киевский национальный университет строительства и архитектуры и ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» при поддержке Министерства образования и науки, молодежи и спорта Украины, Минрегиона Украины, НАН Украины, Донецкого и Западного научных центров НАН и МОНМС Украины, Академии строительства Украины, Донецкой областной госадминистрации, ДП «Донецкий ПромстройНИИпроект», ГАО «Строительная компания «УкрСтрой», Института электросварки им. Е.О. Патона, Физико-механического института им. Г.В. Карпенко

II-я Международная конференция-выставка «ДОНБАСС-РЕСУРС-2011. КАЧЕСТВО И БЕЗОПАСНОСТЬ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ» (г. Мариуполь, 19 – 23 сентября 2011 г.)

Конференция посвящена 100-летию со дня рождения известного ученого Михаила Михайловича Жербина – инициатора проведения украинских республиканских научно-технических конференций. Были проанализированы основные составляющие его творческого наследия в области теории расчета и оптимизации стальных конструкций, формообразования и разработки прогрессивных типов конструкций, создания конструктивных форм, устойчивых в условиях коррозионных воздействий, реконструкции пятиэтажных жилых зданий путем возведения стальных каркасов.

На заседаниях конференции заслушано 69 докладов, подготовленных 82 учеными и специалистами Украины и России.

На секции **«Нормативное обеспечение качества и безопасности конструкций зданий и сооружений»** рассмотрены вопросы технического регулирования качества и безопасности в соответствии с решением Минрегиона Украины о создании в 2011 г. на базе ведущих отечественных научно-технических организаций Технических комитетов стандартизации как центров практической работы по разработке и пересмотру строительных норм, национальных и международных стандартов, а также особенности работы рамных конструкций переменного сечения из двутавров с гибкой стенкой, резервы несущей способности при использовании в легких металлоконструкциях элементов из гофрированных профилей. Указано на необходимость совершенствования регламентных требований по защите от коррозии, продлению остаточного ресурса конструкций зданий и сооружений.

На секции **«Теория и практика проектирования, изготовления и возведения рациональных типов конструкций»** обсуждались результаты теоретических и экспериментальных исследований, направленных на учет пластических свойств малоуглеродистых сталей, повышение эффективности сталежелезобетонных конструкций, защиты от коррозии стальной арматуры при разрушениях защитного слоя бетона. Рассмотрены эффективные конструктивные и технологические решения при возведении одноэтажных рамных систем с поперечно-гофрированными стенками, для модернизации покрытий типовых административных многоэтажных зданий из сборного железобетона.

На секции **«Научное сопровождение проблем технологической и экологической безопасности в основных отраслях экономики»** были подведены итоги выполнения решения I-й Международной конференции-выставки «Донбасс-Ресурс-2003», а также Постановления КМУ от 8 октября 2004 г. N 1331 «Про затвердження Державної науково-технічної програми «Ресурс» на об'єктовому рівні. Определены принципы управления технологической безопасностью на основе стандартов предприятий, которые регламентируют требования к безаварийной эксплуатации конструкций зданий и сооружений в соответствии с ISO 9001. Предложена система мониторинга для предупреждения аварийных ситуаций на основе нормативных положений OHSAS 18001 с использованием автоматизированной базы данных «Ресурс». Рассмотрены разработки по обеспечению экологической безопасности, позволяющие существенно снизить степень агрессивности воздействий на конструкции зданий и сооружений.

Во время работы четвертой секции состоялась презентация нового издания **«Техника и музыка – основа моей жизни»**, посвященного жизни инженера-строителя, педагога и композитора, лауреата Государственной премии первой степени (1948 г.), профессора, доктора технических наук, заслуженного деятеля науки и техники Украинской ССР (1978 г.) М.М. Жербина.

Озвучены преимущества программы корпоративной системы подготовки экспертов по вопросам технологической безопасности, разработанной в ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» в соответствии с руководящими указаниями по обучению ISO 10015.

Участники конференции разработали рекомендации, основные из которых: признать успешной деятельность ученых и специалистов по созданию государственных строительных норм, гармонизированных с Европейскими стандартами, в соответствии с решением I-й Международной конференции-выставки «Донбасс-Ресурс-2003»; усовершенствовать методы расчета и рационального проектирования элементов конструкций с применением современных высокопродуктивных вычислительных комплексов; контролировать состояние существующих конструкций зданий и сооружений с целью предупреждения их критического износа и внезапного разрушения. Обратиться в уполномоченные органы с предложением использовать акциз на металлолом для финансирования пилотных инновационных проектов в соответствии с программой «Ресурс» на период до 2020 г., по которым разработаны бизнес-планы; увеличить финансирование фундаментальных и прикладных разработок по основным направлениям оценки технического состояния и остаточного ресурса объектов длительной эксплуатации, одобренных постановлением НАН Украины от 18.06.2008 N 184; создать Региональный научно-технический и технологический комплекс «Донбасстехноресурс» для разработки методов контроля и обеспечения качества и безопасности конструкций с дальнейшим включением их в соответствующие нормативные документы на принципах государственно-частного партнерства; включить в Программу научно-технического развития Донецкой обл. раздел «Создание организационно-экономического механизма регулирования, усовершенствования нормативно-правовой базы развития и функционирования системы обеспечения технологической безопасности объектов производственной и непромышленной инфраструктуры»; региональный проект «Обеспечение технологической безопасности и защита от коррозии в гражданской и производственной сферах экономики Донбасса» включить в перечень инновационных проектов, требующих финансовой помощи из государственного бюджета в 2012–2020 гг.

